



# Temperature effect on the behaviour of engineered clay barriers

Anh Minh A.M. Tang

## ► To cite this version:

Anh Minh A.M. Tang. Temperature effect on the behaviour of engineered clay barriers. Sciences of the Universe [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2005. English. NNT: . pastel-00001594

**HAL Id: pastel-00001594**

**<https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00001594>**

Submitted on 7 Feb 2006

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



## THESE

pour obtenir le grade de

**Docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées**

**Discipline : Géotechnique**

présentée et soutenue publiquement  
par

**Anh-Minh TANG**

Le 30 Novembre 2005

### Titre

**Effet de la température sur le comportement des  
barrières de confinement**

*Directeur de thèse :*

**Yu-Jun CUI**

### **JURY**

M. Pierre DELAGE  
M. Eduardo ALONSO  
M. Pierre Yves HICHER  
Mme Nathalie BARNEL

Président  
Rapporteur  
Rapporteur  
Examinatrice

## Remerciements

Ce travail de thèse, réalisé au CERMES-ENPC, n'aurait pu être mené à bien sans l'aide des personnes à qui je voudrais adresser toute ma gratitude.

Professeur Yu-Jun Cui a accepté d'être directeur de ma thèse, et je tiens à le remercier vivement pour ses précieux conseils, ses encouragements et sa disponibilité tout au long de ces trois années.

Cette thèse s'inscrit dans le partenariat EDF-Institut Navier pour la thématique « Géomatériaux ». Le support financier et les discussions lors des réunions du partenariat sont les éléments importants pour l'aboutissement de ce travail. Je remercie toutes les personnes impliquées dans ce partenariat. Mes remerciements s'adressent particulièrement à Madame Nathalie Barnel, qui a pris le relais de Monsieur Thierry Lassabatère pour assurer l'animation de la thématique du côté EDF, et a accepté d'être membre du jury.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements au Professeur Pierre Delage, Directeur du CERMES, qui m'a fait l'honneur de s'intéresser à ce travail et d'accepter de présider le jury.

Je remercie également les rapporteurs, Monsieur Eduardo Alonso, Professeur à « Universitat Politècnica de Catalunya », ainsi que Monsieur Pierre-Yves Hicher, Professeur à l'École Centrale de Nantes, pour leurs commentaires sur le mémoire et leurs discussions lors de la soutenance qui ont été constructifs.

Un amical remerciement à tous les membres du CERMES pour leur soutien et leur bonne humeur qui ont assuré le bon déroulement de ce travail.

Merci à tous mes amis et à toute ma famille de leurs encouragements et leur soutien permanent.

## **Résumé**

### ***Effet de la température sur le comportement des barrières de confinement***

Le présent travail étudie le comportement des barrières ouvragées d'argile gonflante compactée proposées pour le stockage des déchets radioactifs en grande profondeur sous des sollicitations thermo-hydro-mécaniques. La bentonite MX80 a été choisie pour cette étude. Premièrement, une étude expérimentale sur la conductivité thermique de la bentonite compactée a été réalisée. Cette étude a mis en évidence l'effet de la masse volumique sèche, de la teneur en eau, de la fraction volumique des composants du sol, de la microstructure et de la minéralogie. Cette étude expérimentale a donné lieu à la proposition d'un modèle théorique pour estimer la conductivité thermique des bentonites compactées. Deuxièmement, après une étude sur l'étalonnage de la succion générée par solution saline saturée en fonction de la température, on a réalisé les essais de détermination de la courbe de rétention d'eau à différentes températures. Les résultats expérimentaux ont montré une réduction de la capacité de rétention d'eau du sol due à l'échauffement. Cet effet a été ensuite simulé par une modélisation simple basée sur la tension surfacique eau-air. Troisièmement, une nouvelle cellule isotrope permettant un contrôle simultané de succion, de température, et de contrainte mécanique a été développée. Avec cette cellule, une étude expérimentale sur le comportement thermo-mécanique de la bentonite compactée non-saturée a été réalisée. Finalement, un modèle a été proposé pour simuler les comportements thermo-hydro-mécaniques observés expérimentalement.

**Mots-clés :** MX80 ; effet de la température ; courbe de rétention d'eau ; conductivité thermique ; succion ; comportement thermo-hydro-mécanique ; modélisation.

## **Abstract**

### ***Temperature effect on the behaviour of engineered clay barriers***

The present work deals with the thermo-hydro-mechanical behaviour of compacted swelling clay used for engineered barriers in high-level radioactive repositories. The MX80 bentonite was chosen for this work. Firstly, an experimental work on the thermal conductivity of the compacted bentonite was performed. The results evidenced the effects of dry density, water content, volumetric fraction of soil components, microstructure, and mineralogy. This experimental work gave rise to the proposition of a theoretical model for estimate the thermal conductivity of compacted bentonites. Secondly, after a calibration of suction generated by saturated saline solution in function of temperature, water retention curves were determined at different temperatures. The experimental results showed a decrease of the water retention capacity of soil after heating. A simple model based on the interfacial tension air-water was formulated to simulate this effect. Thirdly, a new isotropic cell enabling a simultaneous control of suction, temperature and mechanical stress was developed. With this new cell, an experimental work on the thermo-mechanical behaviour of the unsaturated compacted bentonite was performed. Finally, a constitutive model was developed for simulate the thermo-hydro-mechanical behaviours obtained experimentally.

**Key-words:** MX80; temperature effect; water retention curve; thermal conductivity; suction; thermo-hydro-mechanical behaviour; modelling.

# Sommaire

INTRODUCTION .....	1
<b>CHAPITRE I CONTEXTE GÉNÉRAL ET COMPORTEMENT DE LA BENTONITE COMPACTÉE..</b>	<b>4</b>
I.1 CONTEXTE GÉNÉRAL DU STOCKAGE DES DÉCHETS RADIOACTIFS EN PROFONDEUR.....	4
I.1.1 État actuel de la conception du stockage des déchets radioactifs en profondeur .....	5
I.1.2 Fonctionnement du stockage en multi-barrières .....	6
I.1.3 Scénarios prévus .....	7
I.1.4 Synthèse sur le contexte général .....	11
I.2 PROPRIÉTÉS DE LA BENTONITE COMPACTÉE .....	12
I.2.1 Conductivité thermique .....	15
I.2.2 Propriétés hydrauliques .....	20
I.2.3 Couplage hydro-mécanique .....	24
I.2.4 Comportement volumique sous chargement mécanique .....	29
I.2.5 Synthèse sur les propriétés de la bentonite compactée .....	31
I.3 EFFETS DE LA TEMPÉRATURE SUR LE COMPORTEMENT DES ARGILES.....	31
I.3.1 Effet de la température sur les caractéristiques des argiles.....	32
I.3.2 Comportement thermo-mécanique des argiles à l'état saturé.....	37
I.3.3 Comportement thermo-hydro-mécanique des argiles à l'état non saturé .....	41
I.3.4 Synthèse sur l'effet de la température sur les sols.....	50
I.4 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT THERMO-HYDRO-MÉCANIQUE.....	51
I.4.1 Modèle de comportement hydro-mécanique pour le sol à l'état non saturé .....	51
I.4.2 Modèle de comportement thermo-mécanique pour le sol à l'état saturé .....	53
I.4.3 Modèle de comportement thermo-mécanique pour le sol à l'état non saturé .....	53
I.4.4 Synthèse sur la modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique .....	54
I.5 CONCLUSIONS .....	54
<b>CHAPITRE II MATÉRIAU ET TECHNIQUES EXPÉRIMENTALES .....</b>	<b>56</b>
II.1 MATÉRIAU ÉTUDIÉ .....	56
II.1.1 Caractérisations minéralogiques de l'argile MX80.....	56
II.1.2 Paramètres d'identification de l'argile MX80 .....	56
II.1.3 Granulométrie .....	58
II.1.4 Compactage des échantillons.....	58
II.2 TECHNIQUES DE CONTRÔLE DE SUCCION .....	60
II.2.1 Contrôle de succion par phase vapeur à la température ambiante.....	60
II.2.2 Techniques de contrôle de succion par phase vapeur à haute température.....	63
II.3 TECHNIQUE DE MESURE DE CONDUCTIVITÉ THERMIQUE.....	72
II.3.1 Présentation de l'appareil KD2 :.....	72
II.3.2 Théorie de la mesure de la conductivité thermique par l'appareil KD2.....	73
II.3.3 Procédure expérimentale .....	75
II.4 DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX POUR ÉTUDIER LE COMPORTEMENT THERMO-MÉCANIQUE DE LA BENTONITE COMPACTÉE NON SATURÉE.....	75
II.4.1 Description du système de compression isotrope.....	75

II.4.2	Étalonnage du système de compression isotope .....	79
II.4.3	Procédure expérimentale .....	89
II.5	PROGRAMME D'ESSAIS .....	90
II.6	CONCLUSIONS .....	91
<b>CHAPITRE III</b>	<b>CONDUCTIVITÉ THERMIQUE ET RÉTENTION D'EAU.....</b>	<b>92</b>
III.1	RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX SUR LA CONDUCTIVITÉ THERMIQUE .....	92
III.1.1	Effet de la masse volumique sèche et de la teneur en eau.....	94
III.1.2	Effet de la minéralogie du sol .....	95
III.1.3	Effet de la fraction volumique des composants et du degré de saturation .....	96
III.1.4	Effet de la microstructure.....	100
III.2	ÉVALUATION DES MODÈLES DE PRÉVISION .....	101
III.2.1	Proposition d'une nouvelle méthode.....	102
III.2.2	Évaluation des modèles.....	102
III.2.3	Discussion sur l'évaluation des méthodes.....	105
III.3	RÉTENTION D'EAU.....	108
III.3.1	Programme d'essai .....	108
III.3.2	Variation de la teneur en eau en fonction du temps.....	109
III.3.3	Courbes de rétention d'eau à différentes températures .....	115
III.3.4	Modélisation de l'effet de la température .....	117
III.3.5	Propriétés de rétention d'eau.....	118
III.3.6	Discussion .....	120
III.4	CONCLUSIONS.....	122
<b>CHAPITRE IV</b>	<b>COMPORTEMENT THERMO-HYDRO-MÉCANIQUE.....</b>	<b>123</b>
IV.1	PROGRAMME D'ESSAIS .....	123
IV.2	DÉFORMATION VOLUMIQUE SOUS CHARGEMENT HYDRIQUE.....	125
IV.3	DÉFORMATION VOLUMIQUE SOUS CHARGEMENT THERMIQUE .....	130
IV.3.1	Essai typique .....	130
IV.3.2	Échauffement à 0,1 MPa de pression.....	133
IV.3.3	Échauffement à 5 MPa de pression.....	138
IV.3.4	Synthèse sur le comportement volumique thermique .....	140
IV.4	DÉFORMATION VOLUMIQUE SOUS CHARGEMENT MÉCANIQUE À TEMPÉRATURE AMBIANTE.....	142
IV.4.1	Essai typique .....	142
IV.4.2	Répétabilité des essais de compression.....	144
IV.4.3	Effet de la succion sur la compressibilité à température ambiante.....	149
IV.4.4	Discussion sur le comportement hydro-mécanique à température ambiante.....	155
IV.5	EFFET DE LA TEMPÉRATURE SUR LE COMPORTEMENT HYDRO-MÉCANIQUE .....	159
IV.5.1	Essais à succion de 110 MPa.....	159
IV.5.2	Essais à une succion de 39 MPa .....	162
IV.5.3	Essais à une succion de 9 MPa .....	164
IV.5.4	Discussion sur l'effet de la température.....	165
IV.6	CONCLUSIONS.....	168

<b>CHAPITRE V MODÉLISATION DU COMPORTEMENT THERMO-HYDRO-MÉCANIQUE .....</b>	<b>169</b>
V.1 DÉVELOPPEMENT D'UN MODÈLE THERMO-MÉCANIQUE POUR LES ARGILES GONFLANTES NON SATURÉES.....	169
<i>V.1.1 Comportement élastique.....</i>	<i>169</i>
<i>V.1.2 Surfaces de charge.....</i>	<i>170</i>
<i>V.1.3 Déformation plastique.....</i>	<i>172</i>
<i>V.1.4 Loi d'écrouissage.....</i>	<i>173</i>
V.2 DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES.....	173
V.3 SIMULATION DES ESSAIS.....	174
<i>V.3.1 Gonflement sous l'hydratation .....</i>	<i>174</i>
<i>V.3.2 Chargement mécanique à succion constante et à température ambiante....</i>	<i>175</i>
<i>V.3.3 Comportement volumique sous chargement thermique.....</i>	<i>178</i>
<i>V.3.4 Chargement mécanique à température et succion constantes.....</i>	<i>180</i>
<i>V.3.5 Phénomène d'écrouissage thermique.....</i>	<i>181</i>
V.4 CONCLUSIONS .....	182
CONCLUSIONS GÉNÉRALES.....	184
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	187

# Introduction

Les travaux réalisés s'inscrivent dans le cadre des recherches sur les barrières de confinement du stockage des déchets nucléaires menées au CERMES-ENPC depuis une dizaine d'années. Dans le système de stockage, les barrières ouvragées d'argile gonflante compactée sont utilisées pour sceller les colis de déchets nucléaires dans les galeries creusées en grande profondeur et situées dans une roche hôte qui joue le rôle de barrière géologique. Ces barrières sont soumises à des sollicitations thermo-hydro-mécanique (THM) couplées complexes: l'échauffement dû à la chaleur dégagée par les colis, l'hydratation due à l'infiltration d'eau de la barrière géologique, le confinement mécanique dû au gonflement empêché de la barrière ouvragée, et la pression hydrostatique importante en grande profondeur.

Le comportement des barrières de confinement argileuses dans ce stockage a fait l'objet de plusieurs recherches expérimentales, théoriques et numériques au CERMES. La thèse de Sultan (1997) a traité le comportement thermo-mécanique à l'état saturé de l'argile de Boom qui est la roche hôte du laboratoire souterrain du centre d'études nucléaires (SCK-CEN) à Mol, Belgique. La thèse de Yahia-Aissa (1999) s'est centrée sur le comportement mécanique des barrières ouvragées. Ces travaux ont été ensuite élargis au mécanisme d'infiltration d'eau dans une argile gonflante (thèse de Loiseau 2001). Récemment, la thèse de Marcial (2003) a analysé les effets physico-chimiques eau-argile dans les argiles gonflantes.

Le but du présent travail est d'étudier les effets de la température sur le comportement de la barrière ouvragée à partir des connaissances acquises jusqu'à présent.

Les travaux sont présentés en cinq chapitres. Le premier présente un état de l'art sur le sujet intéressé. Le contexte général du stockage des déchets radioactifs en profondeur a été d'abord décrit. Ensuite, on s'intéresse aux propriétés des bentonites compactées qui sont utilisées comme barrière ouvragée. Les études se sont centrées sur la conductivité thermique, les propriétés hydrauliques, le couplage hydro-mécanique et le comportement volumique sous chargement mécanique. Finalement, les effets de la température sur le comportement des argiles ont été considérés. On a présenté les effets de la température sur les propriétés physiques, hydrauliques, d'une part, et on a analysé le comportement thermo-mécanique des sols fins à l'état saturés et non-saturés d'autre part. Ce travail est complété par une étude sur les modèles de comportement existants pour modéliser le comportement thermo-hydro-mécanique.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du matériau étudié et des techniques expérimentales développées. La bentonite MX80, qui est un des matériaux de référence proposé pour la barrière ouvragée dans plusieurs projets internationaux, a été choisie. Les caractérisations minéralogiques et les paramètres d'identification de cette argile gonflante trouvés dans la littérature ont été d'abord présentés. Ensuite, les techniques de contrôle de



succion développées ont été montrées. Dans le cadre du présent travail, on a adapté la technique de contrôle de succion par phase vapeur au contrôle de température. De plus, la procédure expérimentale développée pour mesurer la conductivité thermique de la bentonite compactée a été décrite. Finalement, on a présenté les nouveaux dispositifs servant à étudier le comportement thermo-mécanique des bentonites compactées à l'état non saturé. Ces développements ont concerné essentiellement une nouvelle cellule isotrope permettant un contrôle simultané de succion et de température. Les résultats d'étalonnage de ces systèmes sont montrés.

Les résultats obtenus sur la conductivité thermique et sur la rétention d'eau sont analysés dans le troisième chapitre. Tout d'abord, les effets de la densité sèche, de la teneur en eau, de la minéralogie, de la fraction volumique des constituants, du degré de saturation, et de la microstructure ont été séparément étudiés à partir des mesures effectuées. Ces travaux expérimentaux ont été suivis par un travail théorique où on a évalué les modèles permettant d'estimer la conductivité thermique des échantillons en bentonite compactée. Trois modèles existants dans la littérature et un modèle proposé dans le présent travail ont été considérés. Les études sur la rétention d'eau ont été présentées après les études sur la conductivité thermique. On a analysé les paramètres influençant l'échange de vapeur d'eau entre le sol et la solution saline saturée dans la technique de contrôle de succion par phase vapeur ; on a également étudié l'effet de la température sur la capacité de rétention d'eau de la bentonite MX80. Une modélisation simple de cet effet a été finalement réalisée.

L'étude expérimentale sur le comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile MX80 est présentée dans le quatrième chapitre. Après la présentation du programme d'essais, on a analysé le comportement volumique de la bentonite MX80 compactée sous hydratation. Ensuite, le comportement volumique du sol sous chargements thermiques a été étudié grâce aux essais réalisés par les cellules isotropes à succion et température contrôlées. Ces essais ont permis également d'analyser l'effet de la température sur le comportement hydro-mécanique. Les résultats expérimentaux obtenus ont été interprétés en se basant sur les modèles théoriques existants.

Le cinquième chapitre, le dernier, présente un modèle de comportement développé. Le développement est basé sur les modèles existants pour des argiles gonflantes compactées non saturées et pour des argiles à l'état saturé. On a utilisé ce modèle pour simuler les résultats expérimentaux obtenus, présentés dans le quatrième chapitre.

## Liste des publications

- Tang, A. M., et Cui, Y. J. 2005. Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. *Canadian Geotechnical Journal*, **42**(1) : 287-296.
- Cui, Y. J., et Tang, A. M. 2005. On the thermal conductivity of compacted MX80 clay. *Dans* Proceeding of the International Symposium on Engineered Barriers for High Level Radioactive Waste Disposal (ISEB-2005), Shanghai, Chine. Septembre 8-10, 2005. *Sous la direction de* Y. J. Cui, W. M. Ye, et B. Chen. p. 121-131.
- Tang, A. M., et Cui, Y. J. 2006. Use of saturated saline solutions in determining the water retention curve of compacted bentonite at different temperatures. *Dans* Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'2006), Carefree, Arizona, États-Unis. Avril 2-6, 2006. (*sous presse*).
- Tang, A. M., et Cui, Y. J. 2006. Determining the thermal conductivity of compacted MX80 clay. *Dans* Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'2006), Carefree, Arizona, États-Unis. Avril 2-6, 2006. (*sous presse*).
- Tang A. M., Cui, Y. J., De Laure, E., et Lassabatère, T. 2006. Developing a new suction and temperature controlled isotropic cell for studying the thermo-mechanical behaviour of compacted MX80 clay. *Dans* Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'2006), Carefree, Arizona, États-Unis. Avril 2-6, 2006. (*sous presse*).
- Tang, A. M., et Cui, Y. J. 2005. Thermal conductivity of compacted MX80 bentonite. *Dans* Proceeding of the 2<sup>nd</sup> International Workshop of Young Doctors in Geomechanics, Champs-sur-Marne, France. Novembre 23-25, 2005. *Sous la direction de* V. De Gennaro, J. M. Pereira, et P. Delage. p.15-17.
- Tang, A. M., et Cui, Y. J. 2004. Effet de la température sur le comportement d'une argile gonflante compactée. Rapport scientifique remis à EDF. 96 pages.
- Cui Y. J., Tang, A. M., et Delage, P. 2004. Comportement thermo-hydro-mécanique des barrières ouvragées et géologiques. Rapport scientifique remis à EDF. 137 pages.
- Tang, A. M., et Cui, Y. J. 2005. Comportement thermo-mécanique d'une argile gonflante compactée non saturée. Rapport scientifique remis à EDF. 106 pages.
- Tang, A. M., Cui, Y. J., et Le, T. T. Thermal properties of compacted bentonite. (*soumis à Canadian Geotechnical Journal*).
- Tang, A. M., et Cui Y. J. Effect of mineralogy on the thermo-hydro-mechanical behaviour of compacted MX80 clay. (*soumis à Applied Clay Science*).
- Tang, A. M., et Cui, Y. J. 2005. Temperature effects on the water retention properties of compacted MX80 bentonite. 2<sup>nd</sup> International Meeting on Clays in Natural and Engineering Barriers for Radioactive Waste Confinement, Tours, France. Mars 14-18, 2005.
- Tang A.M. et Cui Y.J. 2005. Determination of the water retention curves of a compacted bentonite at different temperatures. ALERT Workshop 2005: 10-12 Oct. 2005, Aussois, France.

# Chapitre I      Contexte général et comportement de la bentonite compactée

---

## **I.1    Contexte général du stockage des déchets radioactifs en profondeur**

Les déchets radioactifs sont actuellement entreposés temporairement dans des bâtiments spécialisés qui demandent des contrôles et des entretiens réguliers. Un dépôt final qui ne demande pas d'intervention active des générations futures est donc nécessaire à étudier. La conception du dépôt final en profondeur consiste à placer des déchets radioactifs à une grande profondeur pour que les barrières entre les déchets et la biosphère puissent protéger aussi longtemps que possible l'homme et l'environnement des risques causés par ces déchets. Cette méthode est basée sur la capacité de la roche hôte à isoler les substances radioactives de l'homme et de l'environnement pendant des milliers années, période assez longue pour faire décroître la radioactivité des déchets de haute activité et de longue durée de vie.

Dans cette direction, plusieurs projets de recherche ont été lancés dans des pays développés :

- le dépôt final proposé par AECL (Atomic Energy of Canada Limited) pour le Canada servirait à stocker du combustible utilisé à une profondeur de 500-1000 m dans la roche cristalline de Canadian Shield, (McCombie 2003) ;
- dans le cadre des études sur la faisabilité d'un éventuel stockage en formation profonde menées par ANDRA, Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs de France, la construction d'un laboratoire de recherche souterrain sur le site argileux Meuse/Haute-Marne a été démarrée en 1998, (ANDRA 2001) ;
- les études sur la conception du stockage des déchets radioactifs au Japon sont chargées par JNC (Japan Nuclear Cycle Development Institution), un rapport décrivant en détail les connaissances acquises nécessaires pour la réalisation d'un dépôt final en profondeur a été soumis à la Commission de l'Énergie Atomique du Japon (JNC 2000) en 1999 ;
- la compagnie SKB (Compagnie suédoise de gestion des combustibles et déchets nucléaires) est chargée pour planifier un stockage des combustibles nucléaires usées en profondeur ;
- en Suisse, la sûreté de futurs dépôts géologiques est étudiée et évaluée par NAGRA (Coopérateur national pour le stockage des déchets radioactifs), des rapports sur le Projet Argiles à Opalinus (démonstration de la faisabilité du stockage géologique) ont été présentés au Conseil fédéral en 2002 (NAGRA 2002) ;
- le gouvernement des États-Unis a décidé en juin 2002 de développer un dépôt des déchets radioactifs à Yucca Mountain, cette décision a été prise après plus de 20 ans d'investigation du site menée par des scientifiques dans plusieurs domaines ;

Le rapport sur l'état de l'art des systèmes de barrières ouvragées et de la sécurité des dépôts géologiques en profondeur réalisé par AEN (Agence pour l'Énergie Nucléaire), AEN-NEA (2003), rassemble des informations générales des projets menés par 17 organisations dans 13 pays.

Les informations générales ci-dessus montrent que la conception et la réalisation des dépôts finaux pour les déchets radioactifs concernent pratiquement tous les pays développés du monde. Bien que des avancements significatifs aient été faits dans le domaine et que des projets de réalisation soient même déjà lancés dans quelques pays, il reste tout de même des problèmes à étudier pour la conception et la réalisation de ces dépôts.

### **I.1.1 État actuel de la conception du stockage des déchets radioactifs en profondeur**

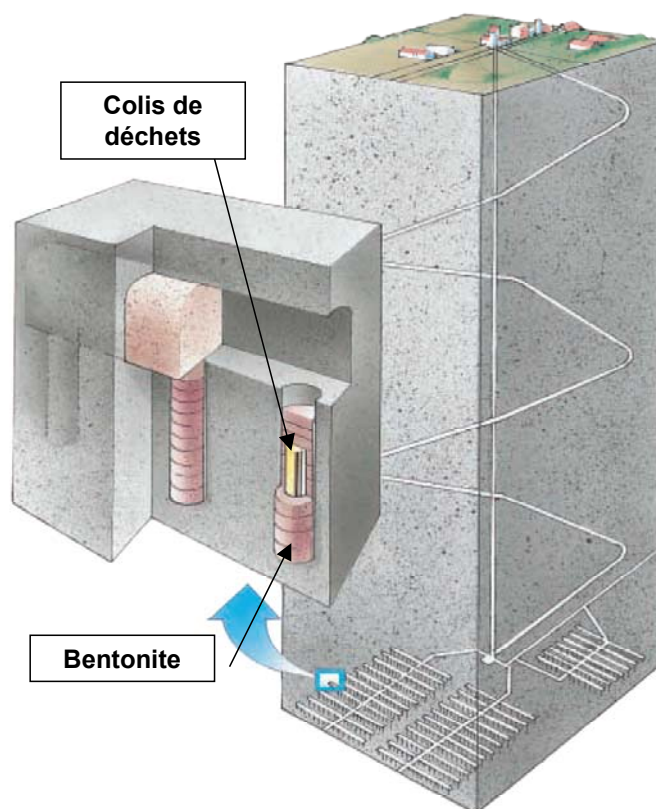
Avec le principe de base d'isoler les déchets radioactifs de l'homme et de l'environnement d'une durée suffisamment longue pour que leur radioactivité soit neutralisée, plusieurs conceptions ont été proposées pour le stockage des déchets radioactifs en profondeur.

Dans le projet d'Yucca Mountain (États-Unis), les déchets seraient stockés dans les conteneurs extrêmement durables placés dans les tunnels de grande profondeur. Ces conteneurs seraient en deux couches, une couche intérieure en acier inoxydable pour assurer la résistance de la structure et une couche extérieure en alliage de nickel pour résister à la corrosion. Ces paquets de déchets seront protégés contre les gouttes d'eau et des roches qui tombent du tunnel par un tube de protection en métal résistant à la corrosion. Ce dépôt à près de 300 m de profondeur pourrait protéger l'homme et l'environnement contre les déchets radioactifs pour 10 000 ans. Dans ce type de stockage, l'épaisseur de 300 m de roche empêcherait la radiation, et comme le tunnel est gardé sec, les substances radioactives ne seraient pas transportées par l'eau (AEN-NEA 2003).

Plusieurs autres projets sont basés sur le principe de multi-barrières pour le stockage des déchets radioactifs. Avec ce principe, les déchets sont protégés par trois types de barrières principales : (1) le colis de déchets ; (2) la barrière ouvragée qui assure l'étanchéité du milieu et compense les tassements préjudiciables du milieu géologique ; (3) le milieu géologique.

La conception d'un dépôt suivant le principe de multi-barrières assure la sûreté du système. C'est pour cette raison que ce principe a été proposé dans la plupart des projets pour étudier une conception raisonnable du stockage des déchets radioactifs. La Figure I-1 présente un exemple d'un dépôt proposé par SKB, Suède. Dans cette conception, les déchets radioactifs sont premièrement emballés dans les colis métalliques qui jouent le rôle de la première barrière. Ces colis pourraient être en cuivre (conceptions suédoise et finlandaise) ou simplement en acier inoxydable (conceptions belge, française, japonaise et suisse). Le colis en cuivre/acier proposé par AECL (Canada) pourrait tenir au moins 100 000 ans selon les prévisions. Ces colis sont mis en place dans la deuxième barrière, barrière ouvragée, qui joue le rôle de scellement dans ce schéma. Dans la conception proposée par JNC, Japon, les

briques compactées à partir d'un mélange sable/bentonite ont été utilisés tandis que pure bentonite compactée a été proposée dans d'autres projets. L'usage des bétons spéciaux a été aussi proposé pour cette barrière ouvragée. Dans le présent travail, seule la conception utilisant la bentonite compactée est considérée. La troisième barrière, barrière géologique, peut être l'argile, la cristalline ou l'argilite.



*Figure I-1. Exemple de SKB pour le stockage des déchets radioactifs en profondeur.*

### **I.1.2 Fonctionnement du stockage en multi-barrières**

Dans cette conception, le rôle principal des barrières est de limiter la migration des matières radioactives diffusées par les colis vers la biosphère. La première barrière, le colis métallique, sert à isoler complètement les déchets pendant les premiers temps (>1000 ans). Elle absorbe en plus des radionuclides par ses couches de corrosion. La deuxième barrière, la couche de bentonite compactée qui a une perméabilité à l'eau très faible, retarde la migration des radionuclides. De plus, ces radionuclides sont absorbées lors qu'elles traversent cette couche. Les colloïdes et les matières organiques sont aussi filtrées par cette barrière. La capacité de gonflement et la plasticité de la barrière ouvragée permettent de maintenir les colis contre les perturbations physiques et mécaniques. La troisième barrière, qui est nommée « barrière géologique », est la zone dans la quelle le stockage se situe. Le site du stockage des déchets radioactifs en profondeur doit être bien sélectionné pour que la zone de dépôts ait une stabilité mécanique, une hydro-chimie favorable, et des écoulements souterrains très faibles.

De plus, ce site doit être bien isolé de l'environnement humain. Avec ces propriétés, cette barrière sert à retarder la migration des radionuclides et à réduire la concentration radio-nucléique dans la biosphère.

L'utilisation de la bentonite compactée dans cette conception à multi-barrières est basée sur l'hypothèse qu'elle puisse limiter le transfert d'eau vers le colis de déchets et retarder donc la corrosion. Elle sert donc à empêcher d'éventuelles fuites des gaz radioactifs et des corps composés dans l'eau. La bentonite est une argile naturelle trouvée dans les gisements dans plusieurs pays du monde. Comme l'argile contient essentiellement de particules de diamètre inférieur à 2  $\mu\text{m}$ , lorsque cette argile est bien compressée, les pores entre les particules sont très petits. Une argile très compactée est donc pratiquement imperméable et l'eau la traverse difficilement. À côté de la propriété de faible perméabilité des argiles, les particules de bentonite ont la capacité d'absorber des molécules d'eau sur leurs surfaces grâce aux minéraux comme la montmorillonite qui est le minéral le plus dominant dans la composition de cette argile.

Lorsque la bentonite compactée non saturée est resaturée par l'eau, les molécules d'eau entrent dans l'espace entre les feuillets d'argile et font donc gonfler les particules. Pourtant, dans la conception de stockage des déchets considérée, le gonflement des blocs d'argile est empêché. Dans ces conditions, le gonflement a pour effet de réduire le volume des pores existant dans la barrière et la capacité de la barrière contre le transfert hydraulique et de gaz atteint l'optimum.

Pour conclure, dans cette conception de stockage des déchets radioactifs, la bentonite compactée est choisie grâce à ses propriétés suivantes :

- la faible perméabilité à gaz: minimiser la migration du gaz créé par les réactions chimiques et nucléaires vers l'environnement ;
- la faible perméabilité à l'eau: ralentir le transfert d'eau de l'environnement vers les colis qui peut engendrer la corrosion, et le transfert d'eau autour du colis vers la roche hôte qui entraîne éventuellement la migration des radionuclides vers l'environnement ;
- la capacité de retarder le transfert des radionuclides : les particules de bentonite peuvent absorber des molécules d'eau, et donc des matériaux radioactifs dissous dans l'eau, sur leurs surfaces ;
- la capacité de gonflement : l'absorption de l'eau fait gonfler les particules de bentonite et scelle donc les espaces existantes dans la barrière ouvragée et colmate les fissures dans la roche hôte autour d'elle.

### **I.1.3 Scénarios prévus**

Plusieurs scénarios ont été prévus pour la conception du stockage des déchets radioactifs en profondeur. Ces scénarios décrivent souvent l'évolution du stockage dans le temps à grande échelle concernant le colis, les barrières ouvragées, les barrières géologiques et le site du

stockage. A l'échelle du tampon en bentonite compactée, les sollicitations principales du point de vue géotechnique sont les suivantes :

- les sollicitations hydrauliques : l'eau souterraine existante dans les fractures et les pores de la roche hôte s'infiltré dans le tampon en bentonite compactée sous forme de liquide ou de vapeur. La migration des molécules d'eau fait ensuite évoluer l'humidité relative de l'air dans les pores et donc la succion du sol. Cette évolution engendre par la suite des changements des propriétés de transfert hydrauliques du sol. La migration de l'eau dans le tampon aboutira la resaturation progressive du tampon ;
- les sollicitations thermiques : la chaleur est dégagée par le colis à causes des réactions chimiques et nucléaires. La température maximale que le tampon pourrait subir dépend de différents paramètres : la conductivité thermique des matériaux, la répartition des colis, la puissance de la chaleur dégagée par le colis, etc. Pourtant, en générale, dans cette conception, la température maximale est souvent limitée à 100 °C ;
- les sollicitations mécaniques : le gonflement des particules de bentonite lors de l'hydratation peut engendrer une pression de gonflement sur la roche hôte et le colis. En revanche, les déformations éventuelles de la roche hôte entraînent aussi des déformations et des contraintes dans le tampon.

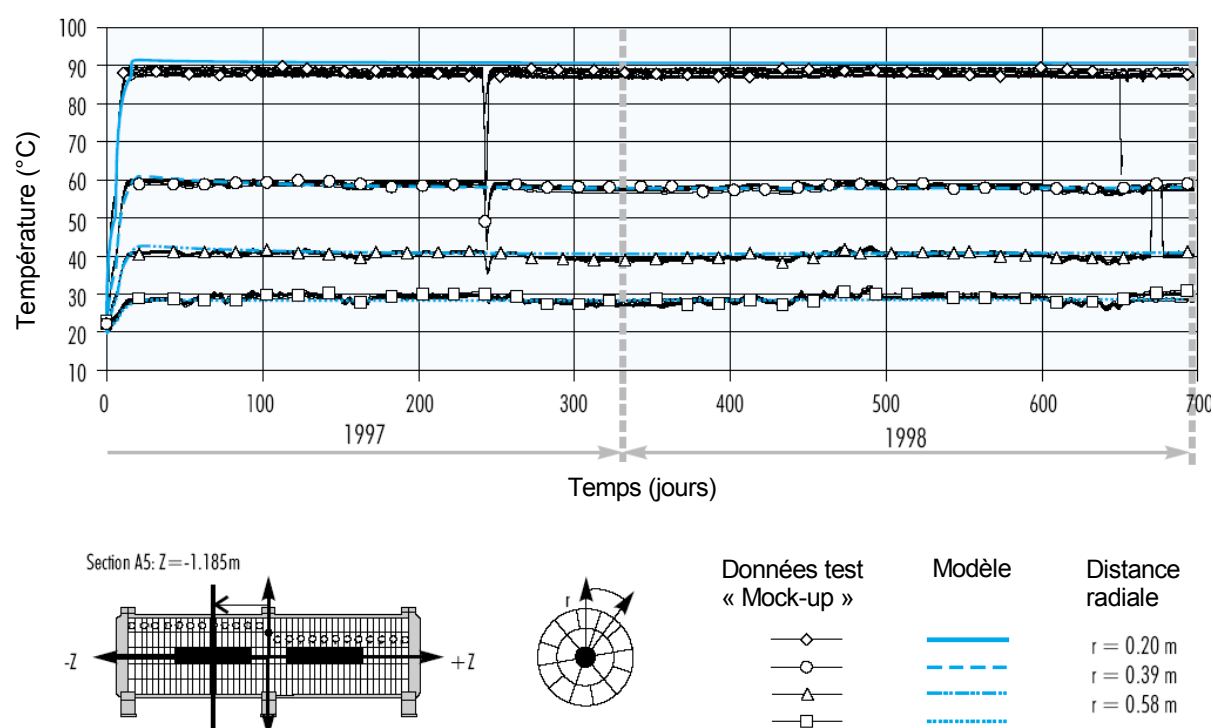
Plusieurs d'autres scénarios plus complexes pourraient se passer dans le tampon en même temps avec ces sollicitations : l'élévation de la température des colis engendrerait la déshydratation d'une partie du tampon ; la désaturation partielle du tampon change les propriétés de transfert thermique du milieu ; le confinement change la porosité du sol et modifie ainsi la perméabilité du sol ; etc.

Plusieurs études ont été menées pour prévoir les scénarios possibles dans ce concept de stockage des déchets nucléaires. Dans les laboratoires, des essais en modèle réduit ont été effectués pour simuler le comportement de la barrière ouvragée en bentonite compactée. Mohamed et al. (1996), Kano et al. (1996), Villar et al. (1996), Yong et Mohamed (1996), Yong et al. (1997) ont réalisé des essais de ce type. Dans ces essais, des gradients de température ont été appliqués dans l'échantillon en bentonite compactée instrumenté de capteurs de température et de teneur en eau. Les résultats ont montré que la teneur en eau du milieu proche de la source de chaleur a diminué et celle de la partie loin de la source a augmenté après l'échauffement. Ce changement a prouvé que la migration de l'eau de la barrière argileuse a été engendrée par l'échauffement.

Des essais à grande échelle sont souvent réalisés dans les laboratoires de recherche souterrains. Le rapport sur les laboratoires souterrains d'AEN, (AEN-NEA 2001), compte 26 laboratoires de recherches souterrains dans les pays membres de l'AEN. Le « Mock-up » test a été réalisé au laboratoire CIEMAT à Madrid, Espagne, dans le cadre du projet Febex. Dans ce test, deux colis chauffants cylindriques (1,625 m de longueur et 0,34 m de diamètre) ont été installés horizontalement au centre d'un tube métallique (1,62 m de diamètre intérieure) et scellés par une barrière (0,64 m d'épaisseur) de blocs de bentonite compactée non saturée,

(ENRESA 2000). L'échauffement a été démarré en 1997 dont la surface des colis chauffants était maintenue à 100 °C pendant plusieurs années. La pression d'eau à l'interface barrière ouvragée et structure de confinement était aussi maintenue constante. La réponse du système en terme de température, teneur en eau, pression interstitielle, contrainte et déformation a été suivie par plusieurs capteurs situés dans le tampon.

La Figure I-2 présente la variation de la température en fonction du temps à quatre positions différentes. La température dans le tampon s'est élevée très vite après le démarrage de l'échauffement et a atteint sa stabilisation après quelques jours. Depuis, cette valeur restait constante durant le test. La température aux points plus proches du colis chauffant était plus élevée. Cette valeur a été réduite de 90 °C au point le plus proche (à 0,20 m de la surface du colis,  $r = 0,20$  m) à 40 °C au point à 0,58 m de la surface du colis ( $r = 0,58$  m).

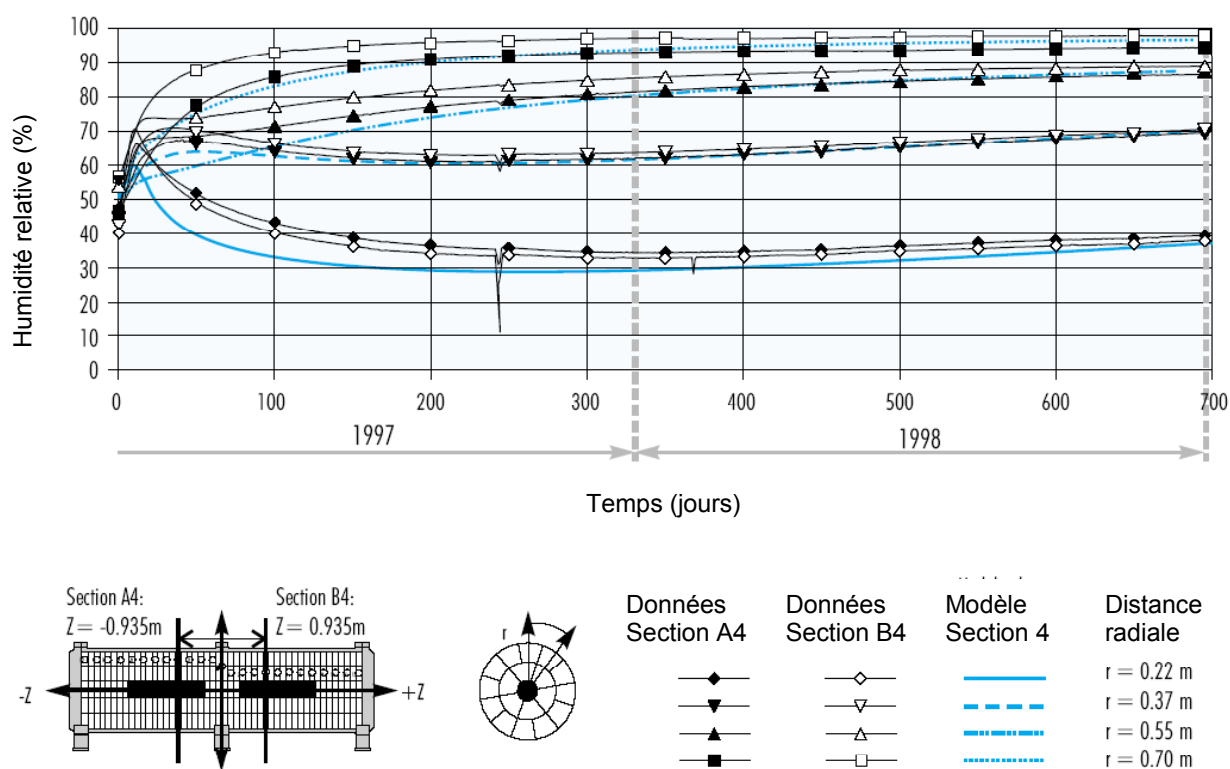


**Figure I-2. Variation de la température dans une section en fonction du temps, « Mock-up » test, (ENRESA 2000).**

La variation de l'humidité relative (HR) à différents points de la barrière ouvragée argileuse en fonction du temps est présentée sur la Figure I-3. Au début du test, HR du sol s'est élevé de 40–55% à 65–70%. Ensuite, celle des points proches du colis chauffant a baissé, ce phénomène correspond à une désaturation du sol. Par contre, HR des points se situant loin du colis a augmenté. Ces variations de HR montrent une migration d'eau dans le sol des points proches de la source de chaleur (où la température était plus élevée) vers les points se situant plus loin (où la température était moins élevée). Cette migration a engendré une désaturation dans une zone et une resaturation dans l'autre zone de la barrière ouvragée.



Le transfert thermique et hydraulique a engendré une évolution de la contrainte dans le sol. Cette évolution sur deux sections de la galerie a été enregistrée et est présentée sur la Figure I-4. Comme la barrière était en condition confinée, l'humidification et l'échauffement ont engendré des pressions de gonflement qui ont entraîné une augmentation des contraintes dans le sol. La pression dans le sol a atteint 8 MPa.

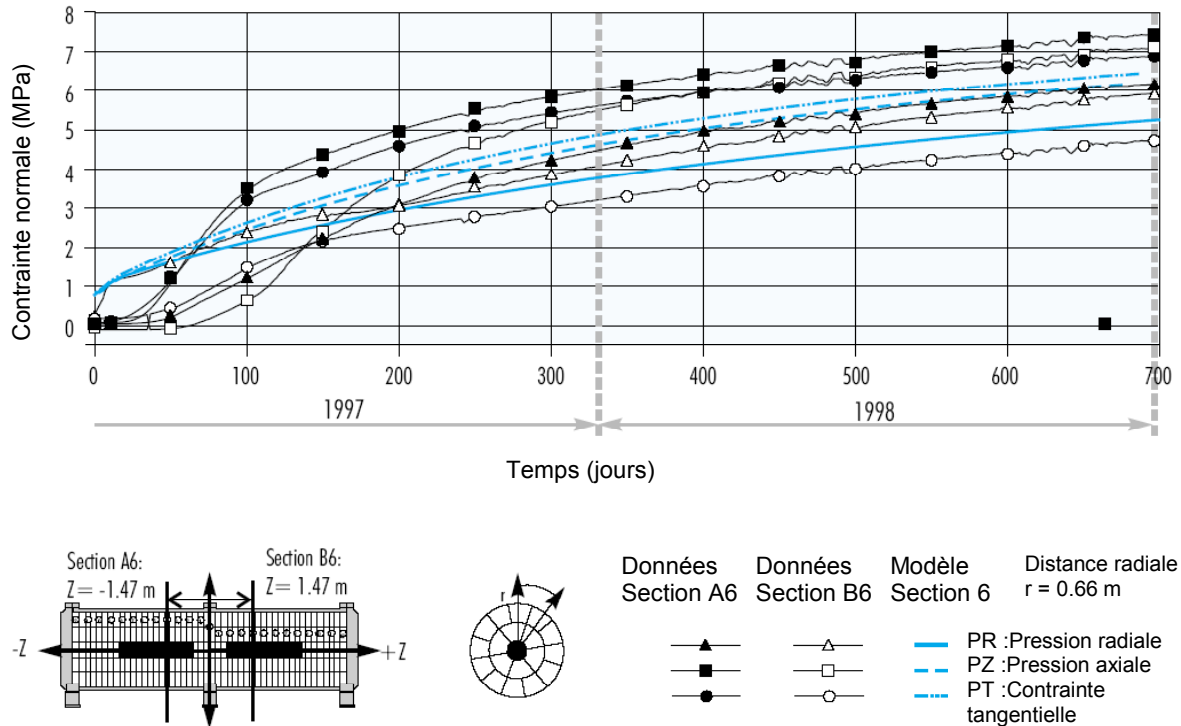


**Figure I-3. Variation de l'humidité relative dans deux sections en fonction du temps, « Mock-up » test, (ENRESA 2000).**

Le comportement de la barrière ouvragée argileuse peut être prévu grâce aux modélisations numériques. Alonso et al. (1994) ont utilisé un modèle de comportement adapté au matériau gonflant, effondrable et non saturé. La simulation numérique a montré un comportement mécanique complexe pendant la phase de gonflement de la barrière. Les résultats expérimentaux ont été utilisés pour valider les modèles numériques. Rutqvist et al. (2001) ont comparé les résultats expérimentaux obtenus sur l'expérience THM *in situ* à la mine de Kamaishi, Japon, avec les prévisions de quatre codes de calcul développés par quatre groupes de recherche (FRACON-Atomic Energy Control Board, Canada ; ABAQUS-CLAY-Clay Technology, Suède ; Lawrence Berkeley National Laboratory, États-Unis ; THAMES- KIPH, Japon). On a conclu que les réponses de la barrière ouvragée en termes de température, de teneur en eau, de pression interstitielle, de contrainte et de déplacement ont été simulées de façon satisfaisante. Pourtant, le comportement hydro-mécanique de la barrière ouvragée en bentonite compactée à faible saturation n'a pas été bien modélisé.

Les résultats expérimentaux obtenus dans le « Mock-up » test ont fait l'objet de plusieurs développements de modélisation numérique. L'application du code de calcul CODE-BRIGHT

pour simuler le comportement de la barrière ouvragée dans cette expérience a été présentée par ENRESA (2000) et Sanchez (2004). On a conclu que la vitesse et le temps de la saturation étaient très sensible à la variation de la courbe de rétention d'eau de la bentonite et que le comportement thermo-mécanique de la bentonite compactée n'a pas été bien maîtrisé.



**Figure I-4. Variation des contraintes normales dans deux sections en fonction du temps, «Mock-up» test, (ENRESA 2000).**

### I.1.4 Synthèse sur le contexte général

Plusieurs projets de recherche internationaux ont été lancés dans des pays développés sur la faisabilité d'un stockage des déchets radioactifs en profondeur. Le lancement de ces projets dans plusieurs pays, malgré leur coût, montre l'importance de la recherche sur la réalisation et la conception de ce type de stockage.

Les premières études sur le comportement de la barrière ouvragée en bentonite compactée ont montré la complexité des phénomènes qui aurait lieu dans ce tampon après l'installation des colis de déchets. En fait, la chaleur dégagée par les colis et le transfert d'eau dans les barrières sont les principales perturbations qui entraînent de complexes couplages thermo-hydro-mécaniques dans la bentonite compactée. Les premiers essais *in situ* en vraie grandeur ont montré que les connaissances acquises sur le comportement des sols n'étaient pas suffisantes pour prévoir le comportement de la bentonite. Les mesures réalisées *in situ* ont mis en évidence l'état de la bentonite dans la barrière ouvragée après l'installation des colis de déchets : la température s'est élevée jusqu'à près de 100 °C, la resaturation et la désaturation avait lieu, le gonflement en condition confinée a engendré des contraintes de compression dans le sol.

Dans ce mémoire, on s'intéresse particulièrement à trois propriétés : (1) l'effet de la température sur la capacité de rétention d'eau ; (2) la propriété de transfert thermique ; (3) l'effet de la température sur le comportement hydro-mécanique. Dans les paragraphes suivants de ce chapitre, les connaissances acquises sur les propriétés thermiques, hydrauliques, mécaniques de la bentonite compactée sont d'abord présentées. En suite, un état de l'art sur l'effet de la température sera réalisé.

## I.2 Propriétés de la bentonite compactée

La bentonite est une argile qui se compose essentiellement de la smectite. Cette dernière est le nom d'un groupe des minéraux d'argile gonflante y compris la montmorillonite, la beidellite, la saponite, la hectorite, la sauconite, et le stevensite. La smectite dans les bentonites proposées pour la barrière ouvragée dans le stockage des déchets radioactifs est souvent la montmorillonite. À côté de la montmorillonite, la bentonite se compose du quartz, de la pyrite, de la calcite, des plagioclases, du feldspath et de plusieurs minéraux accessoires. Le Tableau I-1 présente la composition minéralogique de quelques bentonites.

**Tableau I-1. Composition minéralogique de 3 bentonites différentes, (cité par JNC 2000).**

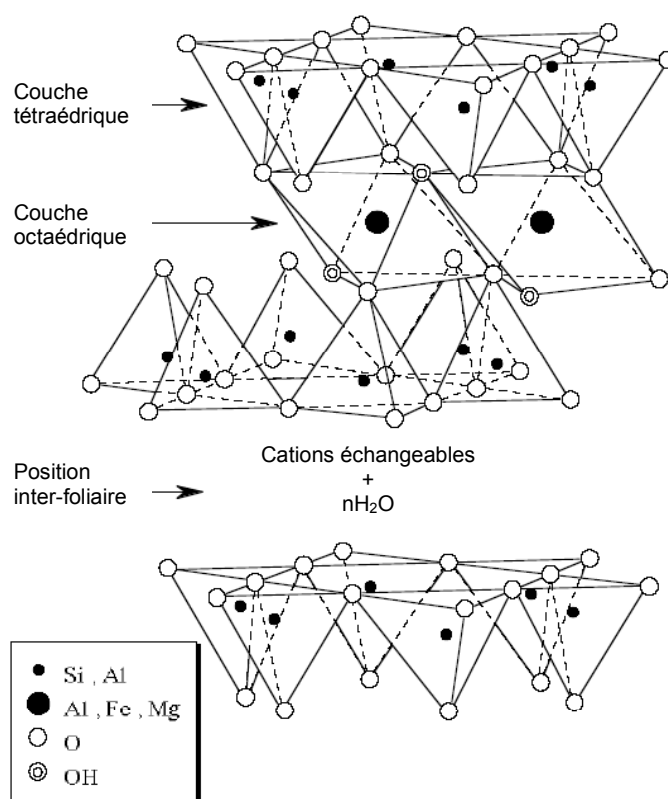
Phase minérale	Kunigel V1 <sup>a,b</sup>	Montigel <sup>c</sup>	MX80 <sup>c</sup>
Montmorillonite (%)	46–49	66	75
Pyrite (%)	0,5–0,7	–	0,3
Calcite (%)	2,1–2,6	–	1,4
Dolomie (%)	2,0–2,8	–	–
Analcite (%)	3,0–3,5	–	–
Mica (%)	–	12-15	<1
Feldspath (%)	2,7–5,5	2–4	5–8
Illite (%)	–	2	–
Quartz (%)	29–38	8,3	15,2
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	–	–	–
Matières organiques	0,31–0,34	0,03	0,4

<sup>a</sup> Ito et al. (1993) ; <sup>b</sup> PNC (1996) ; <sup>c</sup> Lajudie et al. (1996).

La structure cristalline du minéral de montmorillonite est présentée sur la Figure I-5. Comme la bentonite proposée à la barrière ouvragée se compose essentiellement de la montmorillonite, les propriétés de ce minéral dominent les caractérisations de cette argile. Le feuillet de montmorillonite se constitue d'une unité structurale 2:1 dont un niveau octaédrique inséré entre deux niveaux tétraédriques. Lors du remouillage, les molécules d'eau peuvent s'insérer entre les feuillets facilement et peuvent écarter donc ces feuillets. Cette propriété est le principal mécanisme qui engendre la haute activité et la propriété de gonflement au niveau macroscopique de la bentonite.

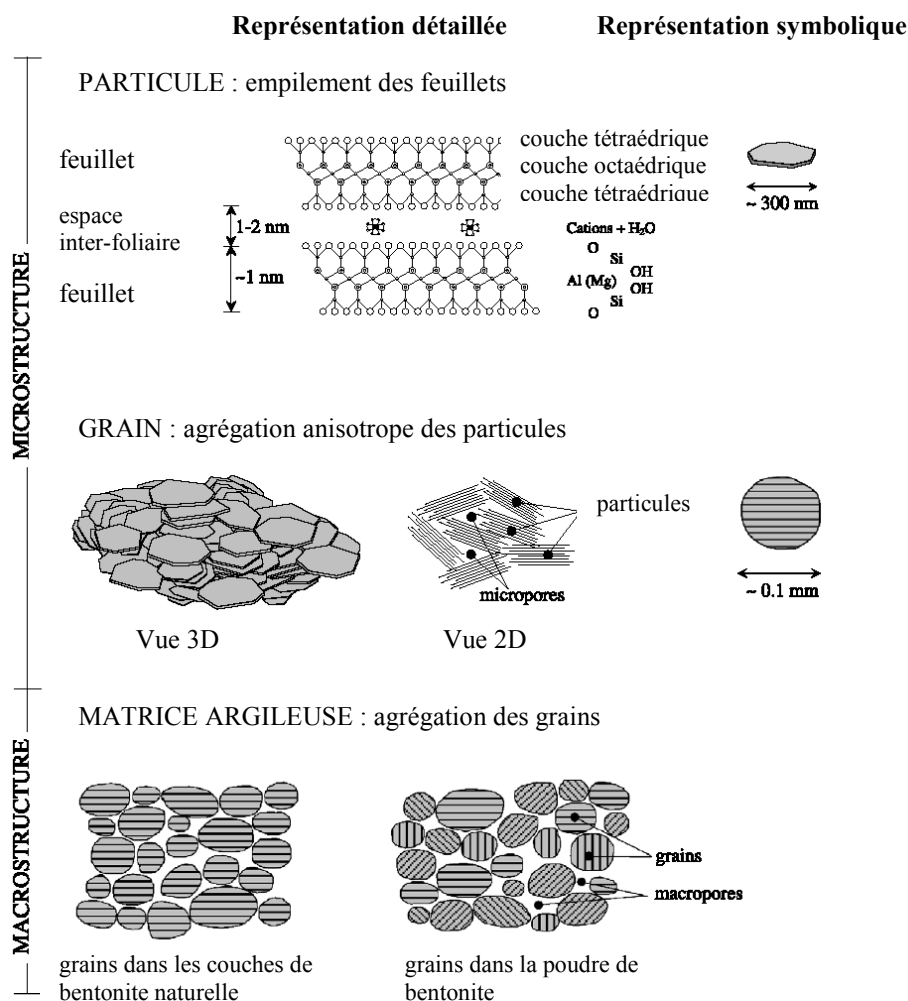
Le schéma structural de la bentonite à différentes échelles est résumé sur la Figure I-6. Au niveau microstructural, l'empilement des feuillets élémentaires constitue une particule. L'épaisseur d'un feuillet est de 1 nm et sa largeur peut s'étendre jusqu'à 300 nm. L'espace

inter-foliaire entre les feuillets, qui est de 0,95 nm pour un anhydre montmorillonite, peut atteindre de 1,25 nm à 1,92 nm suivant la quantité d'eau absorbée lors du remouillage, (Yong 1999). Tessier (1990) a estimé cet espacement pour une Na-montmorillonite à 3,5–10 nm. Chaque particule est composée de quelques feuillets à une centaine de feuillets (Saiyouri et al. 2000). Le nombre de feuillets d'une particule et l'épaisseur de la particule dépendent du cation inter-feuillets, de la teneur en eau, de la température et de la procédure de préparation d'argile (Tessier 1984, Saiyouri et al. 1998, Neaman et al. 2003, Stepkowska et al. 2004). Les dimensions de la particule sont de l'ordre de 0,1 mm. Les agrégats de bentonite sont constitués d'une aggrégation de particules.

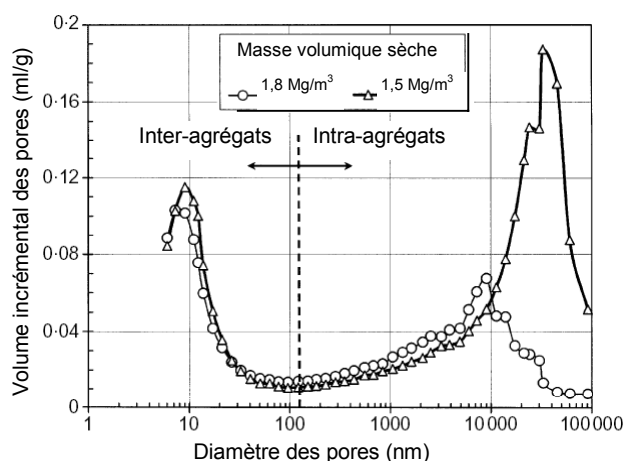


**Figure I-5. Structure cristalline du minéral de la montmorillonite, (d'après Grim 1968, cité par JNC 2000).**

Avec cette structure, dans un échantillon de bentonite compactée, il existe deux types de pores : les micropores dans un agrégat de bentonite (entre les particules, intra-agrégats, dont les diamètres sont de 5 nm à 50 nm) et les macropores entre les agrégats (inter-agrégats, dont les diamètres sont supérieurs à 200 nm). Cette double structure des bentonites compactées a été observée et étudiée par Atabek et al. (1991) sur la bentonite FoCa7, Marcial (2003) sur la bentonite MX80, Lloret et al. (2003) sur la bentonite de Cortijo de Archidona en Espagne. La Figure I-7 présente un exemple des courbes porosimétriques d'une bentonite compactée à différentes masses volumiques sèches. En fait, comme l'étude de la distribution des pores est souvent réalisée par l'intrusion de mercure au porosimètre, les pores inter-foliaires (dont les diamètres sont inférieurs à 2 nm) ne sont pas accessibles (Neaman et al. 2003).



**Figure I-6. Structure de la bentonite à différentes échelles, (d'après Karnland 1998, Pusch et Yong 2003, cité par Kröhn 2003).**



**Figure I-7. Distribution du volume incrémental des pores de deux échantillons de bentonite compactée à différentes masses volumiques sèches. Essai porosimétrique d'intrusion au mercure. (Lloret et al. 2003).**

Les propriétés physiques de quelques bentonites qui sont proposées pour la barrière ouvragée sont regroupées dans le Tableau I-2. Ces bentonites contiennent essentiellement de la montmorillonite, sauf le cas de la FoCa7. Par conséquent, les valeurs des limites d'Atterberg sont très importantes montrant la haute plasticité de cette argile. De plus, l'importance des valeurs de surface spécifique de la bentonite montre leur haute activité à l'eau. Les analyses sur la capacité d'échange cationique (C.E.C.) et la mesure du milliéquivalent (meq) des cations montrent que les cations échangeables dans l'espace inter-foliaire de la montmorillonite sont essentiellement  $\text{Na}^+$  et  $\text{Ca}^{2+}$ .

**Tableau I-2. Propriétés physiques de 4 bentonites différentes.**

Paramètre	MX80	FoCa7	Kunigel-V1	Febex
Minéralogie	88% montmorillonite <sup>a</sup>	80 % interstratifiés kaolinite –smectite <sup>e</sup>	65 % montmorillonite <sup>g</sup>	92±3% montmorillonite <sup>j</sup>
% particules < 2 µm (%)	60,4 <sup>b</sup>	—	55 <sup>h</sup>	—
C.E.C (meq/100g)	82,3 <sup>c</sup>	69,1 <sup>c</sup>	73,2 <sup>i</sup>	—
$\text{Na}^+$ (meq/100g)	79,8 <sup>c</sup>	2,64 <sup>c</sup>	40,5 <sup>i</sup>	—
$\text{Ca}^{2+}$ (meq/100g)	5,28 <sup>c</sup>	62,90 <sup>c</sup>	28,7 <sup>i</sup>	—
$\text{K}^+$ (meq/100g)	—	—	0,9 <sup>i</sup>	—
$\text{Mg}^{2+}$ (meq/100g)	—	—	3 <sup>i</sup>	—
w <sub>L</sub> (%)	519 <sup>b</sup>	112 <sup>f</sup>	415 <sup>h</sup>	102±4 <sup>j</sup>
w <sub>P</sub> (%)	35 <sup>b</sup>	—	32 <sup>h</sup>	53±3 <sup>j</sup>
I <sub>P</sub>	—	—	383 <sup>h</sup>	49±4 <sup>j</sup>
ρ <sub>s</sub> (Mg/m <sup>3</sup> )	2,65 <sup>d</sup>	2,67 <sup>e</sup>	2,67 <sup>h</sup>	2,70±0,04 <sup>j</sup>
S (m <sup>2</sup> /g)	522,03 <sup>c</sup>	453,66 <sup>c</sup>	—	725±47 <sup>j</sup>

<sup>a</sup> Herbert et Moog (1999) ; <sup>b</sup> Cerato et Luttenegger (2002) ; <sup>c</sup> Saiyouri et al. (1998) ; <sup>d</sup> Sauzéat et al. (2000) ; <sup>e</sup> Saiyouri et al. (2000) ; <sup>f</sup> Marcial et al. (2002) ; <sup>g</sup> Komine et Ogata (1994) ; <sup>h</sup> Yahia-Aissa et al. (1997) ; <sup>i</sup> Komine et Ogata (2003) ; <sup>k</sup> ENRESA (2000).

### I.2.1 Conductivité thermique

Dans le contexte du stockage des déchets radioactifs en profondeur, les propriétés de transfert thermique du tampon, la bentonite compactée, sont des paramètres importants pour la conception. Dans les calculs numériques, pour prévoir le comportement thermo-hydro-mécanique et l'évolution de l'ouvrage dans le temps, ce paramètre est un paramètre clé pour prévoir la température maximale dans les barrières. En effet, plus la conductivité thermique de cette barrière ouvragée est grande, plus la chaleur dégagée par le colis de déchets se dissipe rapidement vers la barrière géologique, donc plus la température maximale est faible.

Les connaissances générales sur les propriétés thermiques des sols ont été synthétisées par Farouki (1986). Les effets des paramètres influençant la conductivité thermique de différents types de sols ont été montrés à travers des travaux publiés dans la littérature. Pourtant, la bentonite compactée est une argile extrêmement plastique et ses propriétés se diffèrent donc des autres types de sol cités par Farouki (1986). Une étude complète sur la conductivité thermique de la bentonite compactée est donc nécessaire. Les premiers travaux réalisés par Coulon et al. (1987) sur 18 smectites venant de 14 sites ont montré que la conductivité thermique de la bentonite dépendait de la teneur en eau, de la composition minérale et de la microstructure.

### I.2.1.1 Définition de la conductivité thermique du sol

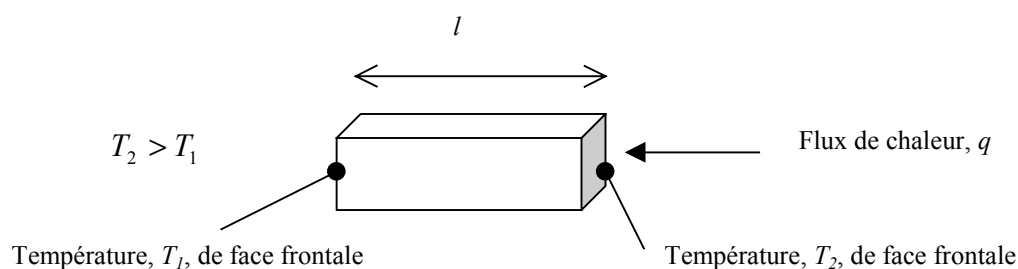
La conductivité thermique du sol est définie comme une quantité de chaleur traversant, dans un temps unitaire, une section transversale unitaire sous un gradient thermique unitaire appliqué dans la direction du flux de chaleur.

Pour un élément prismatique de sol ayant l'aire de la section transversale  $A$  traversée par un flux de chaleur  $q$  (Figure I-8), la conductivité thermique du sol est calculée par

$$K = \frac{ql}{A(T_2 - T_1)} \text{ où la température diminue de } T_2 \text{ à } T_1 \text{ sur la longueur } l \text{ de l'élément. Dans}$$

cette définition, l'élément du sol est considéré assez grand pour être représentatif au niveau d'homogénéité.

Dans un sol à l'état non saturé, il existe plusieurs phases : solide, liquide, gaz. Lorsque le sol est soumis à un gradient thermique, il y a toujours le transfert de chaleur et le transfert de mass (gaz et liquide) en même temps. La mesure de la conductivité thermique du sol devient assez délicate à cause de ces phénomènes.



**Figure I-8. Flux de chaleur traversant un élément prismatique de sol.**

### I.2.1.2 Méthodes de mesure

Pour mesurer la conductivité thermique du sol, il faut appliquer un gradient thermique à l'échantillon. Deux méthodes principales sont présentées ci-dessous : méthodes au régime permanent et méthodes au régime transitoire.

#### *1.2.1.2.1 Méthodes au régime permanent*

Dans les méthodes au régime permanent, un gradient thermique constant est appliqué à l'échantillon testé. Les mesures de conductivité thermique sont effectuées lorsque la température dans l'échantillon devient stationnaire. Pourtant, dans les sols à l'état non saturé, le gradient thermique entraîne le transfert de vapeur et de liquide. De plus, le temps nécessaire pour que la température dans l'échantillon soit stable est souvent long. Ceci entraîne ainsi un changement non négligeable de la structure du sol, donc la conductivité thermique de l'échantillon. Plusieurs études sur l'interaction des flux de chaleur et d'eau dans la bentonite compactée ont montré ces phénomènes (Thomas et al. 1995 ; Kanno et al. 1996 ; Mohamed et al. 1996 ; Villar et al. 1996 ; Yong et al. 1997 ; Börgesson et al. 2001 ; Pintado et al. 2002). Ainsi, l'utilisation des méthodes au régime permanent n'est pas adaptée pour mesurer la conductivité thermique des bentonites compactées à l'état non saturé.

#### *1.2.1.2.2 Méthodes au régime transitoire*

Dans les méthodes au régime transitoire, une source de chaleur est installée dans le sol, et la variation de la température du sol dans le temps est enregistrée pendant la mesure. La conductivité thermique est calculée à partir de ces données. Normalement, la durée de la mesure de ces méthodes est assez courte et le changement de la structure du sol causé par la mesure est négligeable. Suivant le type de source de chaleur, il existe deux méthodes : méthode de source ponctuelle et méthode de fil chauffant.

La méthode de source ponctuelle a été utilisée par Ould-Lahoucine et al. (2001). Ils ont développé une sonde pour mesurer la conductivité thermique d'une bentonite compactée et d'un mélange sable/bentonite compacté destiné au stockage des déchets radioactifs en profondeur. Une petite thermistance, qui jouait le rôle d'une source de chaleur ponctuelle et d'un capteur de température, a été installée dans l'échantillon de sol. Ensuite, un courant électrique a été émis pour chauffer la thermistance. La variation de la température mesurée par la thermistance elle-même en fonction du temps a été ensuite enregistrée. Un modèle de conduction de chaleur en 2D a été développé permettant de simuler cet essai. Finalement, la conductivité thermique du sol a été déterminée par analyse inverse.

La méthode de fil chauffant est la méthode la plus utilisée pour mesurer la conductivité thermique des sols à l'état non saturé. Avec cette méthode, un fil métallique mince et droit est inséré dans l'échantillon à tester. Au début de la mesure, un courant électrique traverse le fil et chauffe donc l'échantillon. La température mesurée par un thermocouple installé au milieu de ce fil est enregistrée dans le temps. La conductivité thermique du sol est finalement calculée à partir de la variation de température dans le temps et de la puissance du courant électrique. Dans la pratique, le fil et le thermocouple sont installés dans une sonde mince et longue, (Manohar et al. 2000 ; Abu-Hamdeh 2001 ; Naidu et Singh 2004).

Tavman (1996) et Villar (2000) ont modifié la méthode de fil chauffant pour mesurer la conductivité thermique des sols. Dans leurs travaux, le fil a été placé entre deux blocs



rectangulaires. Un bloc est d'un matériau étalon dont la conductivité thermique était connue et l'autre était du sol à tester. La variation de température dans le temps mesurée par le thermocouple au milieu du fil a été aussi enregistrée. La conductivité thermique du sol a été calculée à partir de ces données en combinaison avec la conductivité thermique du matériau étalon et la puissance du courant électrique.

### **I.2.1.3 Paramètres influençant la conductivité thermique du sol**

Les constituants principaux d'un sol à l'état non saturé sont les grains de sol, l'eau liquide et l'air. Les valeurs de la conductivité thermique de ces constituants sont : 2,5 W/mK pour les minéraux de sol ; 0,6 W/mK pour l'eau liquide ; et 0,025 W/mK pour l'air (d'après Campbell et Normal 1998). Comme les valeurs de la conductivité thermique de ces trois composants diffèrent l'un de l'autre, le changement de la fraction volumique de ces composants engendre le changement de la conductivité thermique apparente du sol. L'étude d'Ochsner et al. (2001) sur plusieurs échantillons de quatre types de sol couvrant une large gamme de fraction volumique des phases solide, liquide et vapeur a mis en évidence une grande influence de ces paramètres sur la conductivité thermique du sol. La conductivité thermique augmente avec l'augmentation de la fraction volumique de l'eau liquide et de celle de la phase solide, et diminue avec l'augmentation de la fraction volumique de l'air. L'étude de Béziat et al. (1988) sur la conductivité thermique des argiles compactées ont montré que l'influence de la teneur en eau et de la densité sèche était plus importante que celle de la température ambiante et celle de la minéralogie du sol.

Farouki (1986) a discuté en détail sur l'effet des facteurs structuraux sur la conductivité thermique du sol. Il a cité plusieurs études montrant l'influence du changement de la microstructure du sol sur sa conductivité thermique. La conductivité thermique des sols fins est influencée par les contacts entre les agrégats, par leur forme et leurs dimensions, par les couches d'eau adsorbée sur la surface des particules du sol, etc. Pour les bentonites compactées, on a montré que la microstructure pouvait être modifiée sous chargement mécanique (Marcial et al. 2002 ; Lloret et al. 2003), hydratation (Cui et al. 2002b), échauffement (Cui et al. 2001 ; Delage et al. 2000 ; Sultan et al. 2002) ou vieillissement (Marcial 2003). Le phénomène du changement de la microstructure du sol dû aux phénomènes thermo-hydro-mécaniques est très complexe (Pusch et Güven 1990 ; Tessier et al. 1998 ; Neaman et al. 2003). L'effet de la microstructure sur la conductivité thermique des bentonites compactées reste donc un point à étudier.

### **I.2.1.4 Méthodes pour estimer la conductivité thermique du sol**

Une méthode pour estimer la conductivité thermique du sol peut être purement empirique ou basée sur des développements théoriques. Dans les méthodes existantes, un modèle théorique est souvent utilisé avec quelques résultats empiriques pour corréliser les paramètres du modèle. Ochsner et al. (2001) ont noté que le modèle de De Vries (1963) pouvait donner une bonne prévision sur la conductivité thermique de plusieurs types de sols. L'évaluation des méthodes

réalisée par Farouki (1986) a montré que la méthode de Johansen (1975) était la meilleure à appliquer sur les sols fins non saturés. L'évaluation des modèles existants appliqués à une bentonite compactée a été réalisée par Ould-Lahoucine et al. (2002). Ils ont trouvé que le modèle de Sakashita et Kumada (1998) avait donné le meilleur résultat. Ces trois méthodes, qui sont jugées les plus applicables pour une bentonite compactée à l'état non saturé selon la littérature, sont présentées ci-dessous.

#### I.2.1.4.1 Méthode de Johansen (1975)

Selon Farouki (1986), cette méthode est la meilleure pour les sols fins à un degré de saturation ( $S_r$ ) supérieur à 20%. La conductivité thermique est déterminée par l'équation suivante :

$$K = (K_{sat} - K_{dry})K_e + K_{dry}$$

Dans cette formule,  $K_{sat}$  et  $K_{dry}$  sont respectivement les conductivités thermiques à l'état saturé et sec à une même densité sèche,  $K_e$  est la fonction qui exprime l'influence du degré de saturation sur la conductivité thermique :  $K_e = 1,0 + \log_{10} S_r$ .

Pour le sol saturé :  $K_{sat} = K_s^{(1-n)} K_w^n$ , où  $K_s$  et  $K_w$  sont respectivement la conductivité thermique des minéraux de sol et de l'eau et  $n$  est la porosité. La conductivité thermique des minéraux de sol est calculée suivant l'équation  $K_s = K_q^q K_0^{1-q}$  dont  $K_q$  est la conductivité thermique du minéral de quartz ( $K_q = 7,7 W / mK$ ),  $K_0$  est la conductivité thermique des autres minéraux de sol ( $K_0 = 2,0 W / mK$ ) et  $q$  est la fraction de quartz dans la composition minérale totale des grains de sol.

Pour le sol sec :  $K_{dry} = \frac{0,135\gamma_d + 64,7}{\gamma_s - 0,947\gamma_d} (W / mK)$ , où la masse volumique sèche ( $\gamma_d$ ) et la masse sèche des grains solides ( $\gamma_s$ ) sont exprimées en  $kg/m^3$ .

#### I.2.1.4.2 Modèle de Sakashita et Kumada (1998)

Ce modèle prend en compte la microstructure de la bentonite compactée. Les micro-pores intra-agrégats et les macro-pores inter-agrégats ont été considérés comme des parallélépipèdes rectangulaires vides dispersées dans la phase solide qui est un milieu continu. Ould-Lahoucine et al. (2002) ont déterminé les constantes inconnues incluses dans ce modèle grâce aux mesures expérimentales sur une bentonite compactée. Ils ont finalement proposé la corrélation suivante :

$$K = K_{dry} \left\{ 1 + [(9,750n - 0,706)S_r]^{0,285n+0,731} \right\}$$

Dans cette corrélation, la conductivité thermique de la bentonite compactée à l'état sec est obtenue par la formule suivante :  $K_{dry} = 0,0497 + 0,222(1 - n) + 0,968(1 - n)^3$ .

#### I.2.1.4.3 Modèle de De Vries (1963)

Selon le modèle de De Vries (1963), la conductivité thermique est égale à la moyenne pondérale des valeurs de conductivité thermique des constituants du sol. Dans un sol non saturé, les particules solides et les pores d'air sont considérés comme des sphères dispersées dans le milieu continu d'eau. Cette hypothèse n'est applicable que dans le cas où la teneur en eau serait supérieure à une valeur seuil pour que l'eau puisse être considérée comme un milieu continu. On a suggéré que cette valeur seuil soit de 5% à 10% pour les sols fins.

La conductivité thermique de ce sol est déterminée par l'équation suivante :

$$K = \frac{x_w K_w + F_a x_a K_a + F_s x_s K_s}{x_w + F_a x_a + F_s x_s}$$

Dans cette équation :  $K_w, K_a, K_s$  sont successivement les valeurs de conductivité thermique de l'eau, de l'air et des grains de sol ;  $x_w, x_a, x_s$  sont les valeurs de fraction volumique des ces trois constituants ;  $F_s, F_a$  sont les facteurs dépendant de la forme et de l'orientation des grains de sols et des pores d'air. Selon Farouki (1986), ses facteurs sont calculés comme ci-dessous :

$$F_s = \frac{1}{3} \left\{ \frac{2}{1 + \left( \frac{K_s}{K_w} - 1 \right) 0,125} + \frac{1}{1 + \left( \frac{K_s}{K_w} - 1 \right) 0,75} \right\}$$

$$F_a = \frac{1}{3} \left\{ \frac{2}{1 + \left( \frac{K_a}{K_w} - 1 \right) g_a} + \frac{1}{1 + \left( \frac{K_a}{K_w} - 1 \right) g_c} \right\}$$

Dans ces équations,  $g_a$  et  $g_c$  sont les facteurs de forme :  $g_a = 0,333 - \frac{x_a}{n} (0,333 - 0,035)$  ; et  $g_c = 1 - 2g_a$ .

## I.2.2 Propriétés hydrauliques

### I.2.2.1 Transfert hydraulique

Marcial et al. (2002) ont étudié la perméabilité à l'état saturé de trois bentonites en fonction de l'indice des vides. La perméabilité obtenue a diminué lorsque l'indice des vides est réduit. Avec les valeurs de l'indice des vides similaires à celles dans la barrière ouvragée du stockage des déchets radioactifs en profondeur ( $e < 1$ ), la perméabilité saturée des bentonites reste très

faible (de l'ordre de  $10^{-15}$  à  $10^{-13}$  m/s). Ces valeurs sont satisfaisantes pour un tampon de la barrière ouvragée.

La méthode au régime permanent a été employée par Loiseau (2001) pour étudier la perméabilité d'un mélange bentonite/sable compacté non saturé. Un gradient d'humidité relative a été appliqué sur deux surfaces d'un échantillon à l'état confiné (volume constant) et les débits traversant ont été suivis. La perméabilité a été finalement calculée en utilisant les résultats de ces essais en combinaison avec les résultats de rétention d'eau du sol. La conductivité hydraulique à l'état non saturé de ce matériau était en croissance avec la décroissance de la succion. Cette tendance a été aussi observée avec la majorité des sols à l'état non saturé par d'autres auteurs.

Loiseau (2001) a déterminé la perméabilité de ce matériau à l'état non saturé par une autre méthode : la méthode des profils instantanés (au régime transitoire). L'échantillon, en condition confinée, a été hydraté par une extrémité et l'évolution d'humidité relative a été suivie au cours du temps sur sa longueur. Les résultats obtenus, associés aux courbes de rétention d'eau correspondantes, ont permis de calculer la perméabilité à l'état non saturé. Une tendance contradictoire à celle souvent observée sur les sols non saturés a été obtenue : la perméabilité a baissé avec la diminution de la succion. Une analyse microstructurale réalisée sur ces échantillons après l'hydratation a montré une réorganisation de la microstructure du sol sous l'effet du couplage hydro-mécanique au cours d'infiltration en condition confinée. En fait, l'hydratation a entraîné l'exfoliation des particules de l'agrégat vers l'espace inter-agrégats. Cette exfoliation a changé, par conséquent, la distribution des pores et la capacité de rétention d'eau du matériau. Ainsi, malgré la diminution de la succion qui favoriserait l'augmentation de la mobilité d'eau, la conductivité hydraulique du sol a diminué.

### **I.2.2.2 Rétention d'eau**

Dans les calculs de la perméabilité à l'eau du sol à l'état non saturé présentés ci-dessus, la courbe de rétention d'eau était indispensable. Cette courbe représente la relation entre la succion dans le sol et sa teneur en eau. Elle sert donc à estimer l'évolution de la distribution de l'eau dans la barrière au cours du temps. ENRESA (2000) a conclu qu'une variation très légère de cette courbe pouvait entraîner un changement significatif de la vitesse de saturation et donc du temps de saturation de la barrière ouvragée.

#### *I.2.2.2.1 Techniques expérimentales*

Pour déterminer la courbe de rétention d'eau d'un sol, très souvent, les échantillons de sol sont soumis aux suctions contrôlées. La teneur en eau est déterminée à l'état d'équilibre par étuvage. Dans les études sur le comportement des sols non-saturés, les trois méthodes de contrôle de succion les plus utilisées sont les suivantes :

- Technique de translation d'axes ou de suppression d'air: la succion matricielle est imposée à l'échantillon de sol initialement saturé grâce à une pierre poreuse céramique de fine

porosité qui permet d'imposer la pression d'air et la pression d'eau séparément sur ses deux surfaces. Les pores de la pierre céramique sont suffisamment petits pour que la pierre ne soit pas désaturée sous un gradient de pression entre la pression d'air et la pression d'eau. Cette technique peut générer une valeur de succion de 0 à 14 MPa (Richards 1941 ; Saiyouri et al. 1998 ; Romero 1999) ;

- Technique de contrôle osmotique : le sol est en contact avec l'eau de la solution PEG (Polyéthylène glycol) à travers une membrane semi-perméable qui laisse traverser les molécules d'eau en empêchant les molécules de PEG. La succion imposée est en fonction de la concentration de la solution. Williams et Shaykewich (1969) ont donné une courbe d'étalonnage avec une succion maximale de 1,5 MPa. Delage et al. (1998) l'a étendue à 12 MPa ;
- Technique de contrôle par phase vapeur : le sol est mis dans un environnement dont l'humidité relative est imposée par une solution saline. La succion imposée est calculée à partir de la valeur de l'humidité relative selon la loi de Kelvin. Les travaux de Tessier (1984), Romero (1999), et Villar (2000) ont montré que cette méthode permettait d'imposer des succions dans la plage de 1 MPa à 1000 MPa.

Les courbes de rétention d'eau obtenues en condition confinée ont montré que l'échantillon de bentonite compactée était proche de la saturation lorsque la succion a baissé à 1 MPa (Marcial 2003 ; Villar 2000). À cause de sa haute activité, la succion dans la bentonite varie de 1 MPa à 500 MPa. Pour cette raison, dans la recherche des propriétés de la rétention d'eau, la technique de contrôle par phase vapeur, qui balaie pratiquement toute la plage de la succion dans la bentonite, est souvent utilisée.

Dans la pratique, le sol est placé dans un dessiccateur hermétique contenant une solution saline. L'échantillon est maintenu au-dessus de la solution par une grille de support (Kanno et Wakamatsu 1993 ; Delage et al. 1998 ; Saiyouri et al. 2000 ; Graham et al. 2001*b* ; Romero et al. 2001*b* ; Leong et Rahardjo 2002). Normalement, le temps nécessaire pour que la teneur en eau dans le sol atteigne l'équilibre est souvent long, d'un à deux mois selon la taille d'échantillon et le gradient de succion initial. Marcial et al. (2002) ont développé une méthode pour raccourcir la durée nécessaire pour atteindre l'état d'équilibre. Ils ont déterminé la propriété de rétention d'eau de trois argiles gonflantes (MX80, Kunigle-V1 et FoCa7) à partir d'un état de pâte en suivant le chemin de séchage. Deux procédures ont été appliquées : dans la première, le sol a été mis dans un dessiccateur fermé contenant une solution saline ; dans l'autre, une pompe pneumatique a été employée pour faire circuler l'air à humidité relative contrôlée dans une bouteille contenant une solution saline traversant le dessiccateur contenant le sol. La comparaison entre ces deux procédures a montré que la circulation d'air avait réduit le temps nécessaire pour atteindre l'état d'équilibre de plusieurs mois à 2–4 semaines.

La solution saline utilisée est souvent la solution saturée d'un sel (Delage et al. 1998 ; Saiyouri et al. 2000 ; Loiseau 2001 ; Montes-Hernandez et al. 2003*b*). L'avantage de

l'utilisation de la solution saline saturée est que la fraction molaire de l'eau dans la solution reste constante pendant l'échange d'eau entre la phase liquide et la phase gazeuse. La succion imposée, qui est en fonction de cette fraction par conséquent, est maintenue constante pendant l'essai. L'inconvénient de cette utilisation est que les valeurs de suctions obtenues sont discontinues. A côté des solutions salines saturées, les solutions salines à concentration contrôlée sont aussi utilisées (Fredlund et Rahardjo 1993 ; Leong et Rahardjo 2002). Villar (2000) et Romero (1999) ont utilisé les solutions d'acide sulfurique à différente concentration pour imposer de très fortes suctions, allant jusqu'à 1000 MPa.

Romero (1999) a réalisé des essais de rétention d'eau en condition isotherme et à volume constant avec la technique de translation d'axes. Deux courbes de rétention d'eau à 22 °C et 80 °C ont été établies. Pour l'application de la technique de contrôle par phase vapeur en condition isotherme, Romero (1999) et Villar (2000) ont utilisé les solutions d'acide sulfurique à concentration contrôlée. L'humidité relative a été calculée en fonction de la température et de la molalité du soluté grâce aux équations empiriques.

#### *1.2.2.2 Propriétés de rétention d'eau*

Dans la recherche des propriétés de la rétention d'eau de la bentonite compactée proposée pour la barrière ouvragée du stockage des déchets radioactifs en profondeur, plusieurs études ont été menées: les travaux de Kanno et Wakamatsu (1993) sur Kunigel V1, de Delage et al. (1998) sur FoCa7, de Saiyouri et al. (1998) sur FoCa7 et MX80, de Lloret et al. (2003) sur une bentonite de Cortijo de Archidona en Espagne. Ces travaux ont montré la complexité des propriétés de la rétention d'eau de ce type de matériau. Plusieurs propriétés ont été citées : l'irréversibilité des courbes de rétention d'eau (Tessier 1990 ; Delage et al. 1998 ; Montes-Hernandez et al. 2003b), l'effet de la densité du sol sur les courbes de rétention d'eau (Yahia-Aissa 1999 ; Loiseau 2001 ; Villar 2000), l'effet de la température (Kanno et Wakamatsu 1993 ; Olchitzky 2002 ; Villar et Lloret 2004 ; Tang et Cui 2005).

Cette complexité des propriétés est principalement due au changement microstructural des grains de sol sous l'effet de l'eau. Les mécanismes d'absorption d'eau du minéral de montmorillonite, qui est dominant dans la bentonite, ont été étudiés par Tessier (1984), Fu et al. (1990), Bérend et al. (1995), Cases et al. (1997), Saiyouri et al. (1998), Yong (1999), Stepkowska et al. (2004). Ces travaux ont révélé l'importance du rôle des cations inter-foliaires dans le mécanisme d'absorption de la montmorillonite. Le schéma de la distribution d'eau de deux types de montmorillonite est présenté sur la Figure I-9. L'eau se localise dans l'espace inter-foliaire, dans les micro-pores entre les particules et dans les macro-pores entre les agrégats. Dans les bentonites à l'état non saturé, la distribution d'eau dépend du cation inter-foliaire, de la succion du sol et de l'histoire hydraulique du sol. Prost (1990) a distingué deux principaux mécanismes d'hydratation de l'argile :

- l'absorption d'eau sur les sites hydrophiles d'argile (les groupes OH sur la surface, les cations compensateurs, les cations sur les bords de la particule) : lors de la croissance de l'humidité relative, ces sites s'hydratent par une, deux ou trois couches d'eau et forme

ainsi un film continu sur la surface du solide ; l'épaisseur de ce film à l'état d'équilibre dépend de l'humidité relative de l'air ambiant ;

- la condensation capillaire d'eau sur les points de contact entre les grains d'argile et dans les pores.

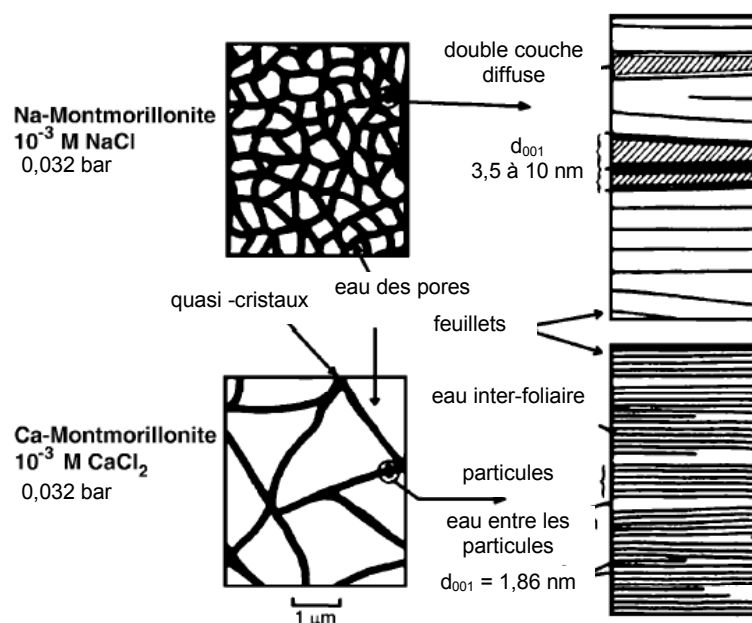


Figure I-9. Distribution d'eau dans des montmorillonites à une succion de 3,2 kPa.  
 $d_{001}$  : espacement inter-foliaire, (Tessier 1990).

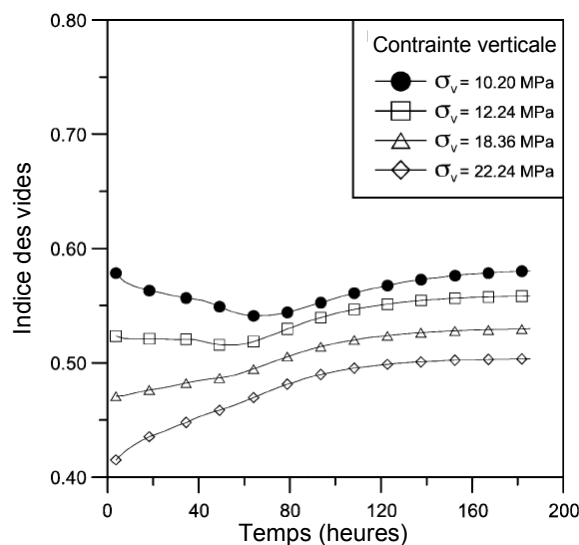
## I.2.3 Couplage hydro-mécanique

### I.2.3.1 Gonflement sous charge

Plusieurs études sur le comportement volumique des argiles gonflantes compactées soumises à l'hydratation sous différentes conditions mécaniques ont été menées. En général, les argiles compactées dans le cadre du stockage en profondeur sont en état confiné, ce qui implique la réalisation des essais en condition confinée. Néanmoins, l'étude du comportement volumique est aussi très importante pour une compréhension générale du comportement de ce matériau.

Cui et al. (2002a) ont étudié l'évolution volumique des échantillons de l'argile FoCa7 compactés dans l'oedomètre sous l'hydratation à la charge de compactage. Les résultats montrés sur la Figure I-10 présentent deux types principaux de comportement. Avec l'échantillon fortement compacté ( $\sigma_v = 22,24$  MPa), lors de l'hydratation, le volume de l'échantillon a augmenté et a atteint la stabilisation au bout de 120 heures. En revanche, avec l'échantillon moins compacté ( $\sigma_v = 10,20$  MPa), au début de l'hydratation, le volume a diminué et a atteint sa valeur minimale après 80 heures, ensuite, il s'est élevé et s'est stabilisé au bout de 180 heures. Cette contraction initiale pourrait être expliquée par l'effondrement des macro-pores dans les échantillons moins compactés lors de l'hydratation sous chargement

constant. Ces effondrements sont négligeables lors de l'hydratation des échantillons fortement compactés car le volume total des macro-pores dans ces échantillons a presque disparu.



**Figure I-10. Hydratation des échantillons en argile FoCa7 sous contraintes maximales constantes. (Cui et al. 2002a).**

L'effet de la densité sèche initiale et de la contrainte sur le gonflement dû à l'hydratation a été étudié par Komine et Ogata (2003). L'argile Kunigel-V1 ou le mélange sable/argile ont été compactés de façon anisotrope (1D). Ces échantillons ont été ensuite introduits dans des oedomètres. Une charge verticale a été appliquée et maintenue constante pendant l'hydratation. La Figure I-11 présente la relation entre le gonflement vertical et la pression verticale appliquée. On observe que le gonflement diminue rapidement lorsque la pression verticale augmente. La pression correspondant à un gonflement nul est aussi appelée «pression de gonflement». Ces résultats montrent également que pour mesurer la pression de gonflement dans les conditions dites confinées, un petit changement de volume peut engendrer une grande variation de la pression mesurée. L'effet de la masse volumique sèche initiale de l'échantillon sur le gonflement est présenté sur la Figure I-12. Plus l'échantillon est dense, plus le gonflement est important.

Le comportement volumique sous cycles d'humidification/séchage sur un sol compacté a été étudié par Alonso et al. (1995). A partir des concassés d'argile de Boom de dimensions moyennes de 2 mm dont le poids volumique sec initial est de  $20 \text{ kN/m}^3$ , les échantillons ont été compactés à un poids volumique sec apparent de  $14 \text{ kN/m}^3$ . Ces échantillons ont été ensuite introduits dans les oedomètres à succion contrôlée, et les cycles de succion ont été finalement appliqués sous différentes charges verticales constantes. Comme l'indique la Figure I-13, l'hystérésis dans le comportement volumique était plus net dans les cas de forte pression verticale. Ces hystérésis pourraient être expliquées par le réarrangement des concassés sous à la fois l'humidification et les fortes contraintes.

Le même type d'essai réalisé par Cui et al. (2002a) sur l'argile FoCa7 fortement compactée (masse volumique sèche initiale de  $1,85 \text{ Mg/m}^3$  obtenue par un compactage isotrope à



60 MPa) n'a pas montré ces hystérésis. Comme l'indique la Figure I-14, les cycles de succion entre 0,35 MPa et 38 MPa n'ont pas engendré de déformations irréversibles même dans les cas de fortes pressions verticales (10 MPa et 20 MPa). En effet, dans ces échantillons fortement compactés, les macro-pores ont presque disparu sous l'effet mécanique, l'hydratation a entraîné donc seulement le gonflement des agrégats qui a causé l'augmentation du volume total.

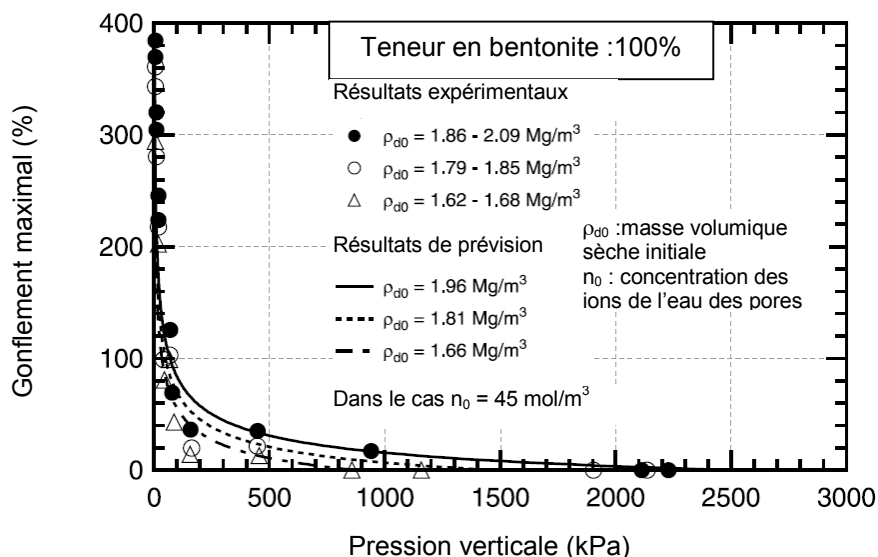


Figure I-11. Relation entre le gonflement maximal et la pression verticale appliquée, (Komine et Ogata 2003).

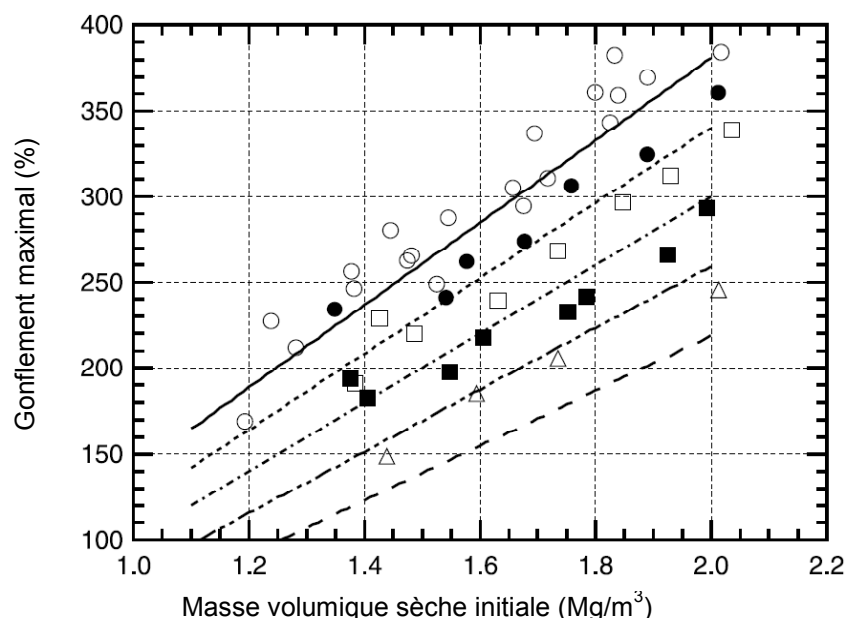


Figure I-12. Relation entre le gonflement maximal et la masse volumique sèche initiale sous une faible pression verticale appliquée ( $\sigma_v = 6$  kPa), (Komine et Ogata 2003).

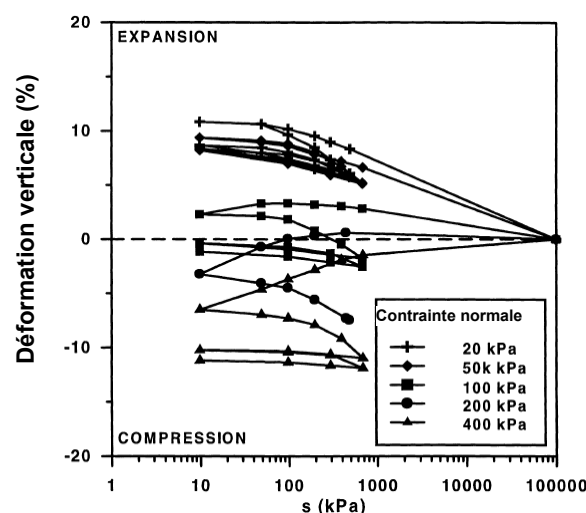


Figure I-13. Essais oedométriques à succion contrôlée sur échantillon compacté à partir des concassés de l'argile de Boom, (Alonso et al. 1995).

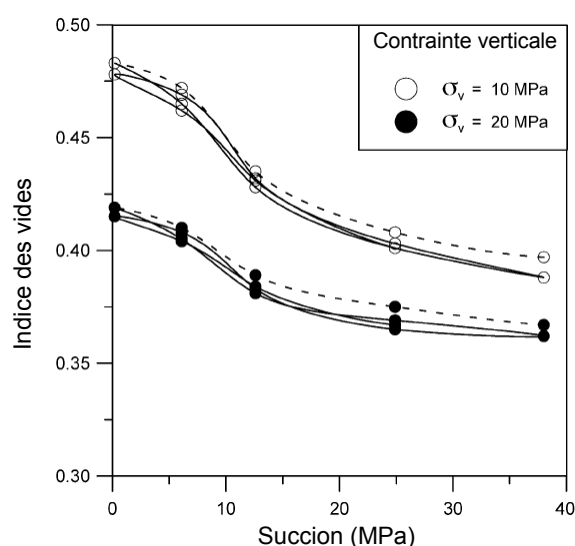


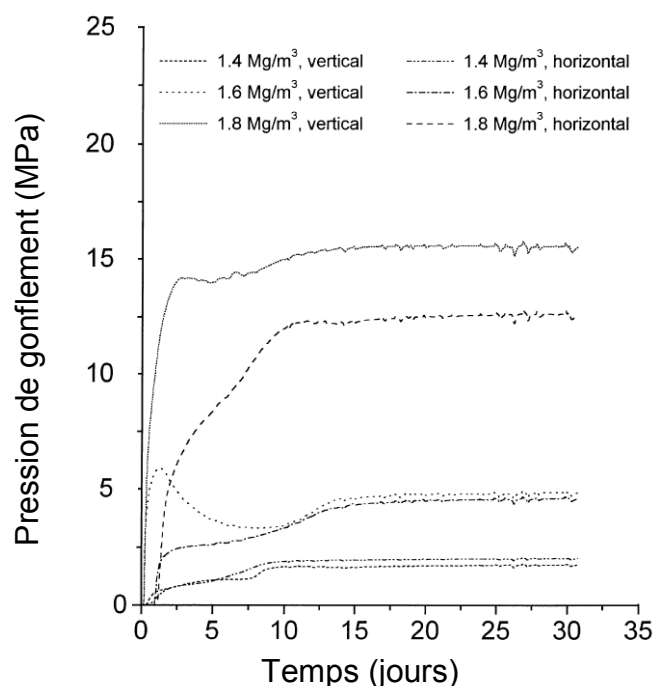
Figure I-14. Changement de l'indice des vides pendant les cycles de séchage/humidification des échantillons fortement compactés, (Cui et al. 2002a).

### I.2.3.2 Pression de gonflement

Dans le contexte du stockage des déchets nucléaires, les bentonites compactées sont hydratées sous confinement et le volume est quasi-constant. Dans le cas d'un échantillon de sol gonflant placé dans un oedomètre dont le déplacement vertical est bloqué, le gonflement du sol dû à l'hydratation engendre des contraintes latérale et verticale qui ne sont pas toujours égales. La pression de gonflement est définie comme la contrainte verticale générée par l'hydratation. La pression de gonflement latérale n'est considérée que dans des cas particuliers.

L'évolution typique de la pression de gonflement des échantillons de bentonite compactés hydratés en condition confinée est présentée sur la Figure I-15 (Cho et al. 2000). Pour le cas

des échantillons ayant des masses volumiques sèches de  $1,4 \text{ Mg/m}^3$  et de  $1,8 \text{ Mg/m}^3$ , après la mise en contact avec de l'eau, la pression de gonflement a augmenté rapidement dans un premier temps et a atteint une valeur constante au bout de 15 jours. Avec l'échantillon ayant une masse volumique sèche de  $1,6 \text{ Mg/m}^3$ , la pression de gonflement a atteint d'abord une valeur de 6 MPa, elle a ensuite baissé légèrement, puis remonté pour enfin stabiliser à une valeur de 4,62 MPa. Ce type de comportement de double pics a été aussi observé par Pusch (1982), Komine et Ogata (1994) sur des bentonites compactées à  $1,75 \text{ Mg/m}^3$  et  $1,79 \text{ Mg/m}^3$  respectivement.



**Figure I-15. Évolution typique de la pression de gonflement d'une bentonite compactée, (Cho et al. 2000).**

Ce phénomène pourrait être expliqué par le changement structural de l'argile au cours de l'hydratation. Les observations microstructurales des bentonites fortement compactées à l'état sec réalisées par Marcial (2003) ont montré une configuration de double porosité dans ces échantillons. Selon Marcial (2003), il existe deux types de pores : i) les micro-pores (intra-agrégats) de diamètre de l'ordre de  $0,02 \mu\text{m}$  ; ii) les macro-pores (inter-agrégats) de diamètre de l'ordre de  $2 \mu\text{m}$ . Lorsque les agrégats absorbent l'eau à l'état sec, l'eau entre d'abord dans les micro-pores et ainsi écarte les feuillets et les particules. Les agrégats, composés de particules, gonflent par la suite. En même temps, comme les particules sont écartées, la force attractive entre eux est affaiblie, elles se détachent des agrégats et tombent dans les macro-pores plus facilement. Cette exfoliation diminue la résistance au cisaillement entre des agrégats. A l'état de confinement, lorsque la pression de gonflement atteint une certaine valeur, les forces tangentielles aux contacts entre les agrégats dépassent cette résistance, les

agrégats se glissent les uns par rapport aux autres et la structure de l'échantillon se réorganise par conséquent. Cette réorganisation entraîne une diminution de la pression de gonflement.

Dans le cas des essais de Cho et al. (2000), avec des échantillons à  $1,6 \text{ Mg/m}^3$  de masse volumique sèche, au début, la diminution de pression de gonflement due à la réorganisation de la microstructure était dominante. Lorsque les macro-pores étaient remplis, l'effet de la réorganisation s'est réduit, l'augmentation de la pression de gonflement a recommencé. Cette explication est aussi valable pour interpréter les résultats des autres échantillons pour lesquels le phénomène de deux pics n'a pas été observé : pour l'échantillon à  $1,8 \text{ Mg/m}^3$  de masse volumique sèche, le volume des macro-pores a diminué par le compactage de l'échantillon, l'effet de la réorganisation structurale a été ainsi réduit ; pour l'échantillon à  $1,4 \text{ Mg/m}^3$  de masse volumique sèche, la pression de gonflement était insuffisante pour provoquer la réorganisation de la structure du sol.

Lloret et al. (2003) ont présenté les résultats de pression de gonflement à volume constant obtenus avec des essais oedométriques à succion contrôlée. Les échantillons à différentes densités sèches et succions initiales ont été mis dans des cellules oedométriques à volume constant. Ensuite, ils ont été humidifiés progressivement. La Figure I-16 montre la contrainte verticale générée par l'échantillon en fonction de la succion appliquée. Trois zones peuvent être distinguées. La première zone correspond aux fortes succions et aux basses pressions. Dans cette zone, la contrainte verticale était plus faible que la pression de préconsolidation, elle a été générée pour compenser le gonflement des agrégats dû à la diminution de la succion. Dans la deuxième zone, lorsque la pression de préconsolidation a été atteinte, l'effondrement des macro-pores s'est produit. Ces effondrements ont été compensés par une légère diminution de la contrainte verticale. Finalement, dans la troisième zone, aux faibles succions, le gonflement des agrégats était tellement fort qu'il a masqué tout effondrement possible. Pour cette raison, la contrainte verticale a augmenté avec la diminution de la succion.

La Figure I-17 présente la pression de gonflement de l'argile MX80 compactée en fonction de l'indice des vides, déterminée par Börgesson et al. (1996). Les résultats de Marcial (2003) et Bucher et Mayor (1989) sont en accord avec ces résultats. Komine et Ogata (1994) ont réalisé une étude sur les caractéristiques de gonflement des bentonites compactées, en analysant leurs résultats et ceux d'autres auteurs : Kanno et Wakamatsu (1992), Gray et al. (1984), Pusch (1982). Ils ont montré que la pression de gonflement maximale a augmenté exponentiellement avec l'augmentation de la densité sèche initiale, et qu'elle était pratiquement indépendante de la teneur en eau initiale. Cette conclusion est en bonne concordance avec les résultats de Bucher et Mayor (1989). De plus, Komine et Ogata (1994), et Basma et al. (1995) ont mentionné que la pression de gonflement maximale était plus importante pour des sols dont la fraction argileuse était plus importante.

## **I.2.4 Comportement volumique sous chargement mécanique**

Des essais oedométriques à succion contrôlée ont été réalisés par Cui et al. (2002a), Marcial (2003) et Lloret et al. (2003) sur des bentonites compactées. La Figure I-18 présente les

résultats obtenus par Lloret et al. (2003) sur la bentonite de Cortijo de Archidona, Espagne. Des échantillons compactés, à l'état initial identique, ont été soumis aux suctions différentes. La charge verticale a été ensuite appliquée par palier en maintenant la succion constante. Si l'on considère le point du changement de pente comme la pression de préconsolidation apparente  $p_0$  (les flèches sur la figure), on constate que cette grandeur est autant importante que la succion est forte. De plus, la diminution de la succion a réduit aussi la rigidité de l'échantillon qui était exprimée par les pentes de la courbe de compression.

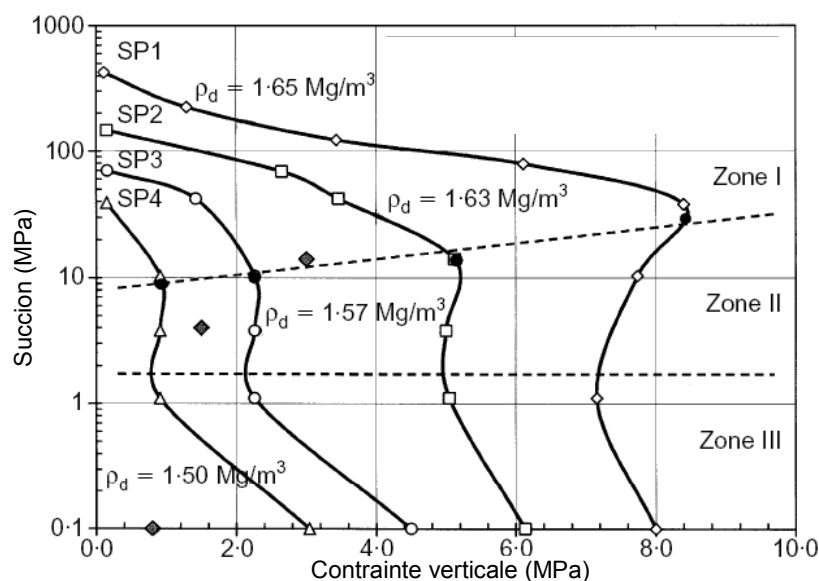


Figure I-16. Contraintes verticales généralisées observées dans les essais de pression de gonflement, (Lloret et al. 2003).

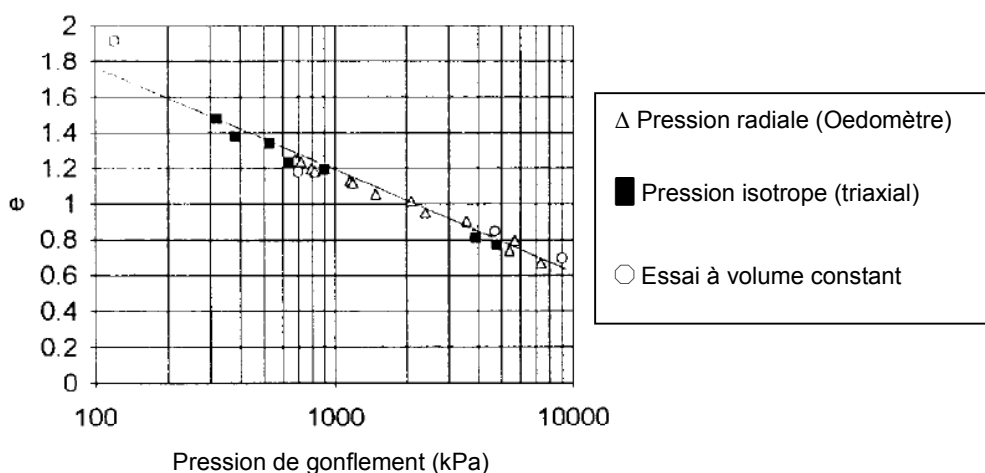


Figure I-17. Pression de gonflement en fonction de l'indice des vides de MX80, (Börgesson et al. 1996).

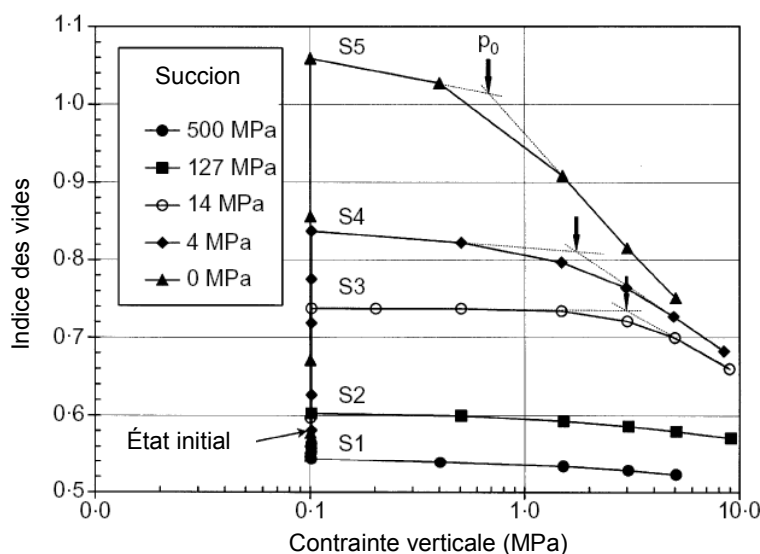


Figure I-18. Essais oedométriques à succion contrôlée, (Lloret et al. 2003).

### I.2.5 Synthèse sur les propriétés de la bentonite compactée

La bentonite, proposée comme un matériau tampon du stockage en profondeur des déchets radioactifs, se compose essentiellement de la montmorillonite. La haute activité de ce minéral rend cette argile très plastique. De plus, ce minéral offre à ce matériau un potentiel de gonflement important sous l'hydratation. Cette haute activité différencie la bentonite des autres types d'argile. Cette différence se manifeste sur la conductivité thermique et sur les propriétés hydrauliques. En fait, le changement de la microstructure du minéral de montmorillonite sous des sollicitations hydrauliques influence le comportement hydraulique et mécanique du sol.

Plusieurs études sur le comportement hydro-mécanique de la bentonite compactée dans le contexte d'un matériau tampon ont été menées. Ces études ont montré un comportement complexe de ce matériau, avec des couplages hydro-mécaniques, des changements microstructuraux sous des sollicitations hydro-mécaniques. Dans le paragraphe qui suit, une étude de l'effet de la température sur le comportement des argiles est présentée, ensemble avec le comportement hydro-mécanique de la bentonite compactée, pour avoir une vue globale de ce matériau.

## I.3 Effets de la température sur le comportement des argiles

On a montré précédemment que la barrière ouvragée en bentonite compactée sera soumise à une température jusqu'à 100 °C après l'installation des colis de déchets. Une étude bibliographique concernant les effets de la température sur le comportement des argiles est présentée ci-dessous.

### I.3.1 Effet de la température sur les caractéristiques des argiles

Le changement de la température entraîne des changements de propriétés des interactions sol-eau et entre les éléments solides du sol. Ces changements ont été observés à travers des phénomènes macroscopiques sur des paramètres caractéristiques.

#### I.3.1.1 Effet de la température sur les limites d'Atterberg

Jefferson et Rogers (1998) ont montré la limite de liquidité d'une kaolinite, d'une bentonite de Wyoming et des mélanges de ces argiles. Quand la température augmentait, la limite de liquidité de la kaolinite a diminué. Par contre, celle de la bentonite a augmenté. De plus, pour les mélanges, la tendance d'augmentation de la limite de liquidité avec la température était plus nette avec le pourcentage de bentonite plus important comme l'indique la Figure I-19. Normalement, une augmentation de la température entraîne une diminution de la viscosité de l'eau, ce qui engendre une diminution des limites de plasticité et de liquidité des argiles (Youssef et al. 1961). Pourtant, selon les explications de Jefferson et Rogers (1998), pour la smectite, l'augmentation de la température engendre également la coagulation des feuillets et entraîne donc une augmentation la résistance d'adhésion entre les particules. Par conséquent, cette coagulation augmente la limite de liquidité. Comme l'effet physico-chimique domine dans la bentonite, l'effet de la coagulation emporte sur l'effet de diminution de la viscosité de l'eau.

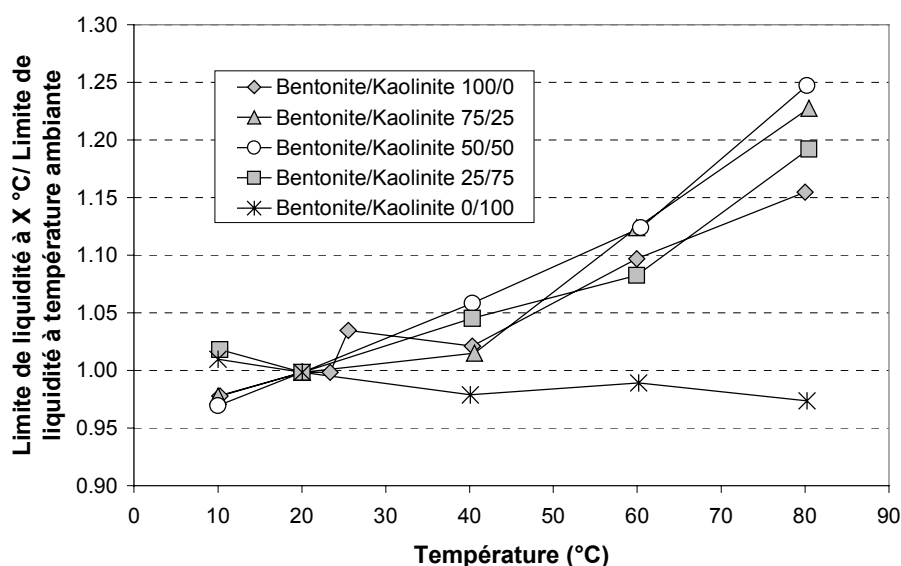
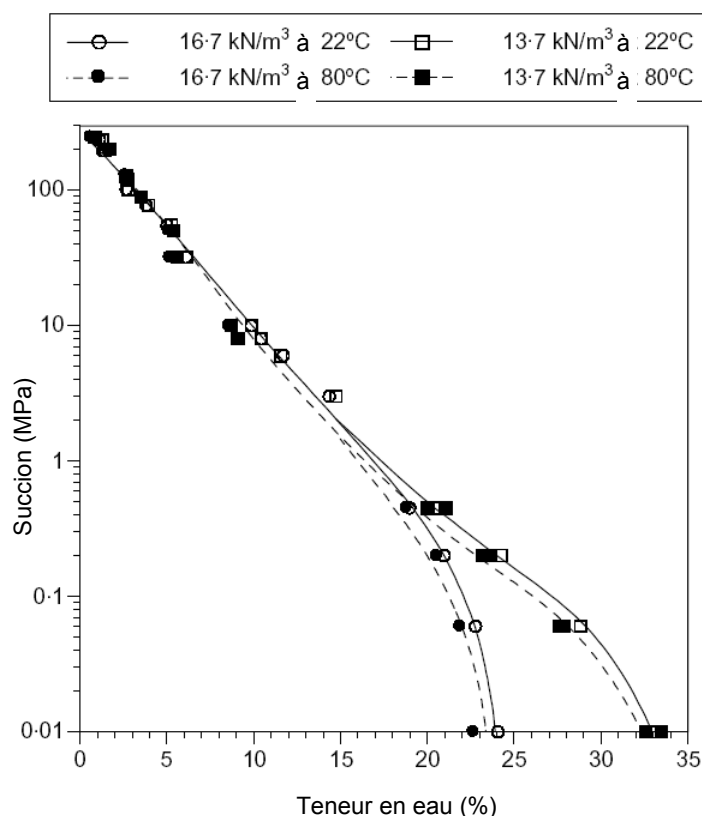


Figure I-19. Rapport entre la limite de liquidité à différentes températures et celle à température ambiante, (Jefferson et Rogers 1998).

### I.3.1.2 Effet de la température sur la rétention d'eau

L'effet de la température sur la rétention d'eau a été étudié premièrement avec de faibles valeurs de succion ( $s \leq 50 \text{ kPa}$ ) et sur des sols plutôt sableux. Nimmo et Miller (1986) et Hopmans et Dane (1986) ont trouvé une diminution de la capacité de rétention d'eau de ces sols avec l'augmentation de la température. Cette diminution a été expliquée par la diminution de la tension surfacique eau-air.

Cette étude a été élargie aux valeurs de succion plus importantes par Romero et al. (2001b) et Bernier et al. (1997) sur l'argile de Boom, Olchitzky (2002) sur la bentonite de FoCa7, Kanno et Wakamatsu (1993) sur la bentonite de Kunigel V1, Villar (2000) et Pintado (2002) sur la bentonite « Cabo de Gata ». Les résultats de Romero et al. (2003) sont présentés sur la Figure I-20. L'argile de Boom a été compactée à deux poids volumiques secs :  $13,7 \text{ kN/m}^3$  et  $16,7 \text{ kN/m}^3$  en condition isotherme de  $22^\circ\text{C}$  et de  $80^\circ\text{C}$ . Les échantillons ont été hydratés à volume constant. Les fortes succions ( $s \geq 3 \text{ MPa}$ ) ont été appliquées aux échantillons par la méthode de contrôle de succion par phase vapeur. A faibles succions ( $s \leq 0,45 \text{ MPa}$ ), la méthode de translation d'axes en condition confinée a été adoptée. Les résultats ont montré que l'effet de la température était petit à faibles succions et que la courbe de rétention d'eau était insensible à la variation de la température à très hautes succions ( $s \geq 50 \text{ MPa}$ ).



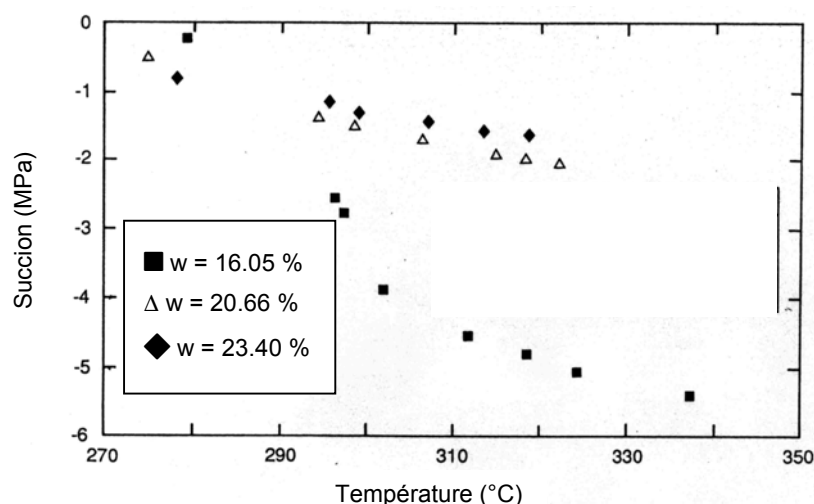
**Figure I-20. Courbes de rétention d'eau de l'argile de Boom compactée à des poids volumiques secs de  $13,7$  et  $16,7 \text{ kN/m}^3$  et à conditions isothermes de  $22^\circ\text{C}$  et  $80^\circ\text{C}$ . Les courbes de rétention d'eau sont déterminées avec l'hydratation à volume constant, (Romero et al. 2003).**



Les autres auteurs ont aussi constaté un effet limité de la température sur la courbe de rétention d'eau. Dans tous les cas, la courbe de rétention d'eau à une température plus importante s'est trouvée légèrement en dessous de celle à plus faible température. Cet effet était souvent expliqué par la diminution de la tension de la surface eau-air lors d'une augmentation de la température.

Les résultats précédents ont montré qu'à une succion donnée, la teneur en eau aux températures élevées était moindre que celle à plus faibles températures. Autrement dit, à une teneur en eau donnée, la succion dans le sol est diminuée lorsque la température est augmentée. Pourtant, des essais de Mohamed et al. (1992) ont montré des phénomènes contradictoires. Dans leur travail, un mélange de bentonite/ sable a été compacté à une masse volumique sèche de  $1,67 \text{ Mg/m}^3$  et à différentes teneurs en eau. Chaque échantillon a été placé dans une cellule hermétique métallique pour assurer la condition de volume constant pendant l'essai. Un psychromètre a été installé au milieu de l'échantillon pour mesurer la succion. La température du système a été imposée en mettant la cellule dans l'étuve. La valeur de succion finale correspondant à chaque valeur de température a été mesurée. Cet essai a donc permis de mesurer la succion du sol en fonction de la température avec l'hypothèse que la masse volumique sèche et la teneur en eau soient constantes.

Les résultats, présentés sur la Figure I-21, montrent que plus la température est importante, à une teneur en eau constante, plus la succion est élevée. L'effet de la température était plus net à faible teneur en eau et donc à forte succion.



**Figure I-21. Relation entre la succion et la température d'un mélange bentonite/ sable à masse volumique sèche constante de  $1,67 \text{ Mg/m}^3$  et à teneur en eau constante, (Mohamed et al. 1992).**

Mohamed et al. (1992) ont expliqué ces phénomènes par la diminution de la viscosité de l'eau due à l'échauffement. En effet, l'échauffement d'une bentonite compactée non saturée engendre une migration des vapeurs d'eau dans le sols, ce phénomène a été observé dans le « Mock-up » test cité précédemment (ENRESA 2000). Une durée d'échauffement de 24 heures réalisée par Mohamed et al. (1992) n'était probablement pas suffisant pour un

équilibre complet dans un échantillon de près de 100 mm de hauteur et de 79 mm de diamètre. Par conséquent, la teneur en eau du sol à côté du psychromètre aurait été changé considérablement lors de l'échauffement. L'hypothèse initiale d'une teneur en eau constante n'est donc pas valable.

### **I.3.1.3 Effet de la température sur la perméabilité à l'eau**

L'effet de la température sur la perméabilité des sols saturés a été étudié par Habibagahi (1977), Morin et Silva (1984), Towhata et al. (1993), Abdullah et al. (1997), Khemissa (1998), Cho et al. (1999), Delage et al. (2000). L'augmentation de la température a induit, dans la plupart des cas, une croissance du coefficient de perméabilité. Cette augmentation de la perméabilité est liée à la diminution de la viscosité de l'eau provoquée par l'augmentation de la température. Cho et al. (2000) ont trouvé que la perméabilité intrinsèque des échantillons en bentonite compactée était insensible à la température de 20 °C à 150 °C.

Les premières études de l'effet de la température sur la perméabilité des sols non saturés ont été menées sur des sols sableux. Les recherches de Haridasan et Jensen (1972), Hopmans et Dane (1986) et Saha et Tripathi (1979) ont montré les résultats principaux suivants : (a) la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau augmente avec l'augmentation de la température ; (b) la conductivité hydraulique en fonction de la succion est insensible au changement de la température. En fait, une augmentation de la température engendre normalement une diminution de la viscosité de l'eau et en même temps une diminution de la tension surfacique. Ainsi, la diminution de la perméabilité en fonction de la teneur en eau est compensée par la diminution de la succion lors d'un échauffement. Par conséquent, la relation entre la perméabilité et la succion a été trouvée insensible à la température.

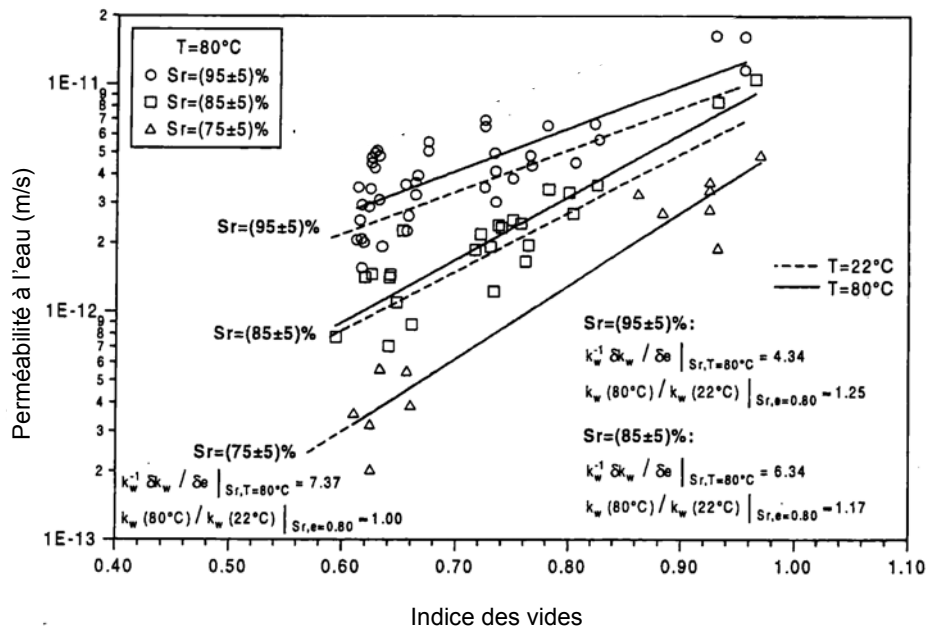
Romero (1999), Romero et al. (2001b) ont étudié l'effet de la température sur le comportement hydraulique de l'argile de Boom à l'état non saturé. La Figure I-22 présente le coefficient de perméabilité à l'eau en fonction de l'indice des vides à différents degrés de saturation et à deux températures. La perméabilité à 80 °C était plus importante que celle à 20 °C à un même indice des vides et un même degré de saturation. De plus, l'effet de la température était plus marqué pour des degrés de saturation plus élevés. Il était négligeable à  $S_r = 75 \pm 5\%$ .

### **I.3.1.4 Effet de la température sur la microstructure**

Tessier et al. (1998) ont étudié la pression de gonflement et la microstructure de l'argile FoCa7 compactée sous l'effet hydro-thermique. Par la saturation en condition confinée à température constante entre 25 °C et 150 °C, la microstructure de l'argile a été totalement modifiée, ce qui pourrait avoir d'importantes conséquences sur le comportement macroscopique.

Pusch et Güven (1990) ont analysé le changement de la microstructure d'une bentonite sodique saturée d'eau à une masse volumique apparente de 2 Mg/m<sup>3</sup> sous l'effet d'un

échauffement jusqu'à 150 °C et 200 °C pendant une demie d'années en condition confinée et sous des pressions interstitielles de 20–40 MPa. Le matériau de référence a été stocké en température ambiante et sous pression interstitielle atmosphérique. Le changement microstructural a été observé au microscope électronique. Ces sollicitations hydro-thermiques ont rendu les particules plus denses et les macropores plus larges. Ils ont entraîné d'autre part une cimentation. Les mêmes changements ont été plus récemment observés par Pusch et al. (2003) sur des pastilles d'argile MX80 très compactés sous l'effet d'un échauffement par vapeur d'eau jusqu'à 150 °C pendant 30 jours.



**Figure I-22.** Coefficient de perméabilité à l'eau en fonction de l'indice des vides à différents degrés de saturation et températures, (Romero 1999).

La technique d'absorption de nitrogène a été utilisée par Neaman et al. (2003) pour étudier le changement microstructural de l'argile MX80. Ils ont constaté que le traitement thermique à 200 °C pendant 24 heures a diminué légèrement la surface des micro-pores et ainsi que volume des micro-pores.

### I.3.1.5 Effet de la température sur le fluage

Les essais oedométriques de fluage ont été réalisés sur une argile sulfite noire en condition isotherme par Eriksson (1989). L'auteur a conclu que la déformation due à l'augmentation de la température était de même nature que la déformation du fluage. Abdullah et al. (1997) ont étudié l'effet de la température sur la compression secondaire de l'argile verte Azraq ( $I_p = 66\%$ ). Les essais oedométriques en condition isotherme ont montré que l'augmentation de la température de 26 °C à 40 °C avait causé une augmentation de 30% du coefficient de compression secondaire. Burghignoli et al. (2000), en travaillant sur des sols argileux d'Italie par des cellules triaxiales à température contrôlée, ont expliqué que le réarrangement

structural causé par le chargement thermique a été une amplification de celui engendré par le fluage des grains solides à température constante. Plus récemment, Shimizu (2003) a étudié l'effet de la température sur la compression secondaire des sols argileux du Japon. A la fin de la consolidation primaire à l'oedomètre, la température a été variée de 20 °C à 80 °C sous charge verticale constante. Pour une comparaison, des essais à longue durée en condition isotherme ont été réalisés. On a conclu que l'augmentation de la température de 20 °C à 80 °C pouvait engendrer une diminution de l'indice des vides qui devrait correspondre à une compression secondaire en 10 000 ans.

### I.3.2 Comportement thermo-mécanique des argiles à l'état saturé

Deux types d'essai sont distingués : (1) essais mécaniques en conditions isothermes ; (2) essais à charge mécanique constante avec températures variables. Le premier type d'essai permet de voir l'effet de la température sur les propriétés, les paramètres mécaniques du sol, alors que le deuxième permet d'observer l'effet direct des sollicitations thermiques sur le sol.

#### I.3.2.1 Effet de la température sur le comportement mécanique

La Figure I-23 présente les résultats de Campanella et Mitchell (1968) avec des essais de compression isotrope. Trois échantillons d'une illite remaniée ont été consolidés initialement sous une contrainte isotrope de 200 kPa à trois températures différentes : 24,7 °C ; 37,7 °C et 51,4 °C. Cette figure montre les variations de l'indice de vide en fonction de la contrainte isotrope. Les mêmes types d'essai ont été réalisés par Fleureau (1972) sur une argile naturelle de Vallauris, par Despax (1976) sur l'argile noire, par Lingnau et al. (1995) sur un mélange bentonite/sable, par Burghignoli et al. (2000) sur trois sols argileux d'Italie, et par Belanteur et al. (1997) sur l'argile du Bassin parisien, une kaolinite et une smectite. Tous ces travaux ont montré que les indices de gonflement et de compression étaient presque insensibles à la température.

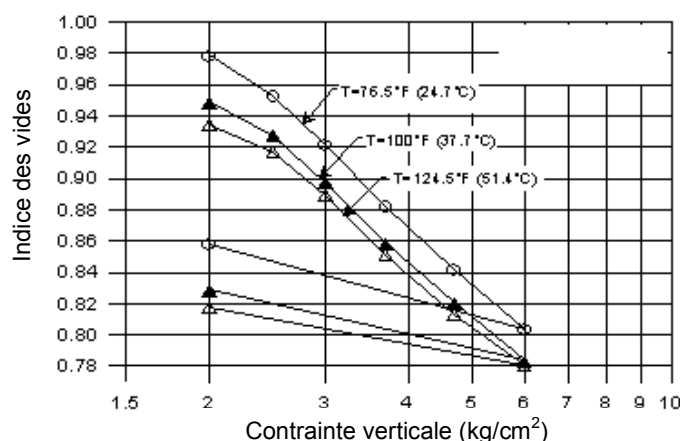
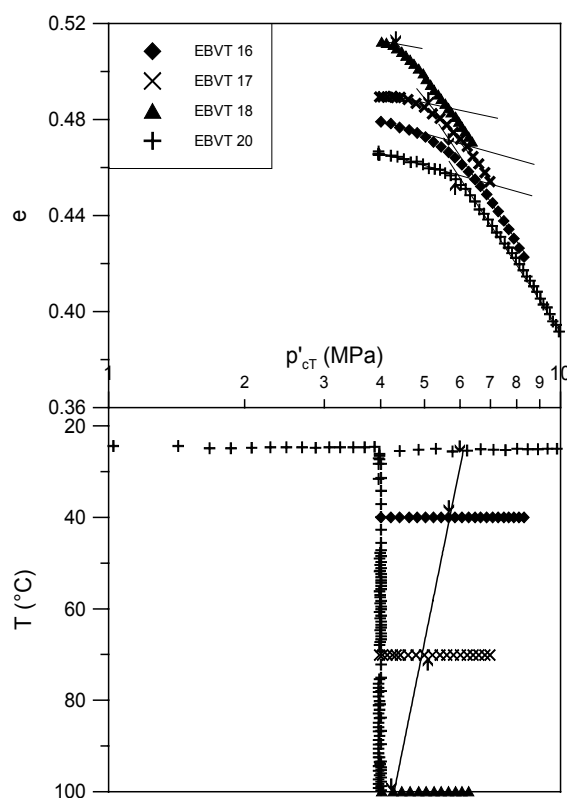


Figure I-23. Courbes de consolidation isotrope à différentes températures, (Campanella et Mitchell 1968).

Les essais oedométriques à vitesse de consolidation constante ont été réalisés par Akagi et Komiya (1995) en condition isotherme. Une argile remaniée préconsolidée à 98 kPa a été sélectionnée pour effectuer des essais à vitesse de consolidation constante à 20 °C, 50 °C et 80 °C. Les courbes  $e - \log p$  obtenues à hautes températures se trouvent en dessous de celle à 20 °C. La diminution de la viscosité de l'eau et des grains du sol a été considérée pour expliquer ces résultats. Les mêmes phénomènes ont été observés par Boudali et al. (1994) sur des argiles naturelles de Canada en effectuant des essais oedométriques.

La diminution de la pression de préconsolidation du sol due à la croissance de la température a été observée sur plusieurs autres types d'argile par Tidförs et Sällfors (1989), Eriksson (1989), Bouladi et al. (1994), Akagi et Komiya (1995), Belanteur et al. (1997). La Figure I-24 présente les résultats obtenus par Sultan (1997). Quatre échantillons d'argile de Boom ont été consolidés initialement sous une contrainte isotrope de 4 MPa. Ils ont subi ensuite un échauffement jusqu'à 100 °C et trois d'entre eux ont subi un refroidissement jusqu'à 23 °C, 40 °C ou 70 °C. Finalement, un chargement mécanique isotrope a été appliqué sur ces échantillons en condition isotherme. Cette figure présente la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte de compression isotrope des quatre échantillons. D'une part, la pression de préconsolidation est autant plus petite que la température est élevée, et d'autre part, les quatre valeurs de pression de préconsolidation sont toutes supérieures au chargement maximal appliqué préalablement (4 MPa). Ce phénomène montre un écrouissage thermique du matériau.

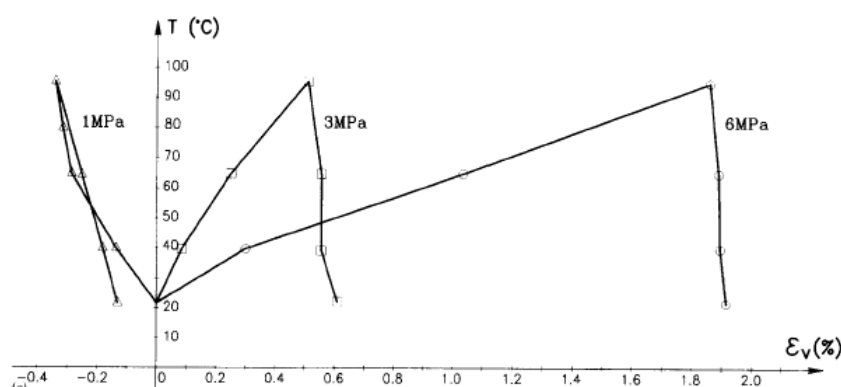


**Figure I-24. Effet de la température sur la pression de préconsolidation de l'argile de Boom. (Sultan 1997).**

Les travaux concernant l'effet de la température sur le comportement déviatorique des sols ont montré les phénomènes contradictoires. Mitchell (1964), Sherif et Burrous (1969), Hueckel et Baldi (1990), et De Bruyn et Thimus (1996) ont observé une diminution de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la température. En revanche, Noble et Demirel (1969), Houston et al. (1985), Tanaka et al. (1997), Kuntiwattanakul et al. (1995), Lingnau et al. (1996) ont constaté une augmentation de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la température. Pour expliquer ces résultats, il faut préciser deux phénomènes qui se produisent lors d'un échauffement. Premièrement, l'échauffement induit une diminution de la viscosité de l'eau interstitielle dans le sol. Il entraîne ensuite la diminution de la résistance des contacts entre les agrégats et donc de la résistance au cisaillement. Deuxièmement, l'échauffement du sol sous une contrainte mécanique importante entraîne une densification du sol qui augmente le nombre des contacts des grains du sol. La résistance au cisaillement est élevée suite à cette densification. Ainsi, la variation de la résistance au cisaillement du sol sous des sollicitations thermiques dépend du résultat de la combinaison des deux phénomènes, la diminution de la viscosité de l'eau et la densification du sol.

### I.3.2.2 Déformation volumique sous chargement thermique des argiles à l'état saturé

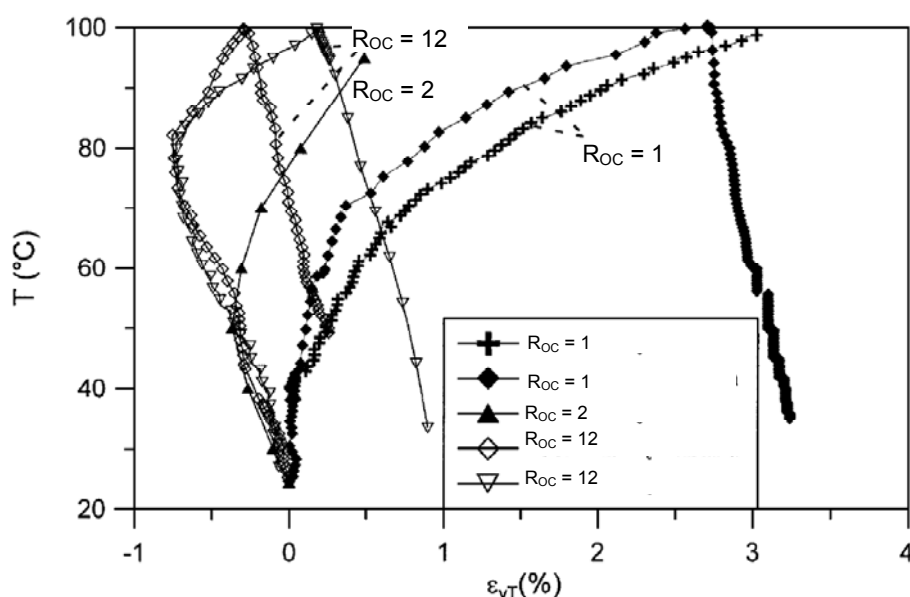
Del Olmo et al. (1996) ont réalisé des séries d'essais d'échauffement et de refroidissement drainés sous contrainte isotrope constante sur trois argiles naturelles (argile de Boom, argile de Pasquasia et argile d'Espagne). La déformation volumique a été calculée à partir du volume d'eau sortant de l'échantillon ou le volume d'eau entrant dans la cellule. Pour les trois argiles, l'échauffement de 21 °C à 95 °C a engendré une dilatation quand la contrainte de confinement était faible (1 MPa) et une contraction quand cette dernière était grande (3 et 6 MPa). La Figure I-25 présente les résultats obtenus sur l'argile de Boom.



**Figure I-25. Déformation volumique avec le chargement thermique à contrainte effective constante isotrope de l'argile de Boom, (Del Olmo et al. 1996).**

La déformation volumique de l'argile de Boom sous sollicitation thermique a été ensuite étudiée par Sultan et al. (2002). Cinq essais d'échauffement et de refroidissement ont été réalisés en cellule triaxiale à pression constante. Les résultats sont montrés sur la Figure I-26.

L'échauffement initial des échantillons normalement consolidés (rapport de surconsolidation,  $R_{OC} = 1$ ) a induit une contraction indépendante de la pression isotrope appliquée. Par contre, il a entraîné une dilatation suivie d'une contraction pour des échantillons surconsolidés. La température à laquelle le comportement volumique passe de dilatant à contractant était plus importante avec  $R_{OC}$  plus élevé. Les mêmes conclusions ont été tirées par Plum et al. (1969), Baldi et al. (1988), Towhata et al. (1993), Robinet et al. (1997), Burghignoli et al. (2000), Cekerevac et al. (2003) sur d'autres argiles.



**Figure I-26. Variation volumique thermique de l'argile de Boom à différentes valeurs de  $R_{OC}$ , (Sultan et al. 2002).**

L'effet de la température sur la résistance des contacts entre les grains du sol peut expliquer ces comportements volumiques sous sollicitation thermique. D'une part, un échauffement entraîne une dilatation des grains du sol, d'autre part, il diminue la résistance des contacts entre les grains. Dans les cas à faible contrainte ou à  $R_{OC}$  élevé, la dilatation des grains engendre un gonflement volumique au niveau macroscopique du sol. Ce gonflement est souvent réversible lors du refroidissement. Par contre, dans les cas à forte contrainte ou faible  $R_{OC}$ , la diminution de la résistance des contacts entre des grains entraîne un effondrement sous contrainte dans la structure du sol. Ce phénomène cause une densification du sol et donc une diminution de volume qui est plus dominante que la dilatation des grains et qui est irréversible au refroidissement.

Demars et Charles (1982) ont montré que la déformation irréversible due à un cycle d'échauffement/refroidissement était plus importante lorsque le sol était plus plastique. La Figure I-27 présente la variation de l'indice des vides irréversible en fonction de l'indice de plasticité après un cycle thermique de 25–50–25  $^{\circ}\text{C}$ .

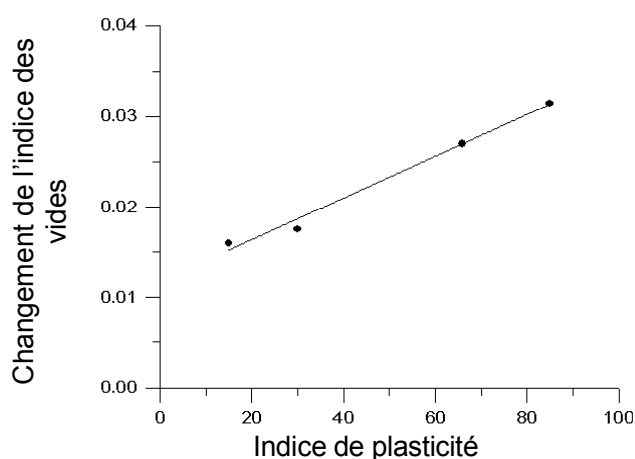
### I.3.3 Comportement thermo-hydro-mécanique des argiles à l'état non saturé

Si les connaissances sur le comportement thermo-mécanique des sols à l'état saturé sont assez riches, le nombre des travaux expérimentaux sur le comportement thermo-hydro-mécanique des sols à l'état non saturé reste très limité. Les informations sur le comportement thermo-hydro-mécanique de la bentonite compactée non saturée est encore plus rare.

#### I.3.3.1 Effet de la température sur le comportement hydro-mécanique

##### I.3.3.1.1 Pression de gonflement à condition isotherme

Des essais de pression de gonflement à volume constant ont été réalisés par Romero et al. (2003) sur l'argile de Boom légèrement compactée. Deux échantillons à un poids volumique sec de  $13,7 \text{ kN/m}^3$  ont été mis dans deux cellules oedométriques à volume constant et à température de  $22^\circ\text{C}$  et  $80^\circ\text{C}$ . Ces échantillons ont été ensuite humidifiés par des paliers de succion entre 2 MPa et 0,01 MPa. La Figure I-28 montre l'évolution de la contrainte verticale générée par les échantillons au cours de l'humidification. Chaque échantillon a subi une humidification (A-B-C), un séchage (C-D) et une ré-humidification (D-E). Les pressions ont augmenté dans un premier temps et ont atteint ensuite des valeurs maximales avant de diminuer et de se stabiliser. La valeur de pic correspond à l'effet d'effondrement des macropores dans des sols faiblement compactés qui est déjà relevé dans la partie précédente concernant le comportement hydro-mécanique des argiles gonflantes compactées. On observe que ce phénomène d'effondrement apparaît pour les deux températures, mais à deux pressions nettement différentes : 0,18 MPa à  $20^\circ\text{C}$  contre 0,14 MPa à  $80^\circ\text{C}$ , ce qui montre bien la diminution de la résistance de cisaillement entre agrégats ou particules due à l'échauffement.

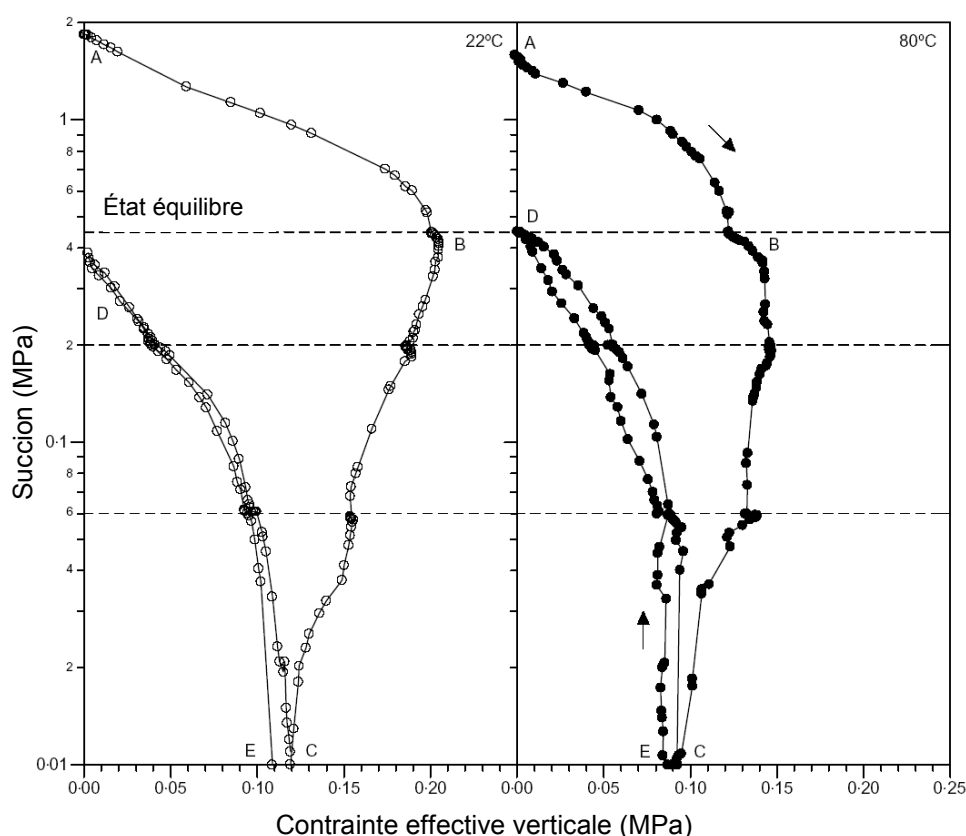


**Figure I-27. Variation de l'indice des vides sous l'effet d'un cycle thermique ( $25-50-25^\circ\text{C}$ ) à différents indices de plasticité, (Demars et Charles 1982).**

Dans les essais d'humidification sur l'argile de Boom réalisés par Romero et al. (2003), la pression de gonflement à l'état final à  $80^\circ\text{C}$  a été légèrement inférieure à celle à  $22^\circ\text{C}$ . Pourtant, les essais de gonflement réalisés par Cho et al. (2000) sur une bentonite compactée à



différentes températures ont donné des résultats contradictoires. Dans ces essais, l'échantillon a été d'abord hydraté à 20 °C jusqu'à la stabilisation de la pression de gonflement. Cette pression de gonflement est mesurée par deux capteurs de pression installés dans les deux directions, verticale et horizontale, de la cellule cylindrique. Ensuite, la cellule a été chauffée jusqu'à 40 °C, 60 °C et 80 °C progressivement et la pression de gonflement mesurée par les capteurs a été suivie. Les résultats montrent que la pression de gonflement a augmenté légèrement lors de l'échauffement.



**Figure I-28. Chemin de contrainte observé dans les essais de pression de gonflement à volume constant réalisés sur un sol de faible densité ( $\gamma_d = 13,7 \text{ kN/m}^3$ ) à différentes températures (20 °C et 80 °C), (Romero et al. 2003).**

Les essais de détermination de la pression de gonflement des bentonites sodiques et calciques confinées dans des oedomètres réalisés par Pusch et Karnland (1996) ont montré les comportements différents entre les deux bentonites. La pression de gonflement de la bentonite sodique d'une masse volumique sèche de  $1,8 \text{ Mg/m}^3$  augmentait avec l'élévation de la température de 20 °C à 130 °C. Pourtant, elle semblait insensible à la température aux densités plus élevées, de 2 et  $2,1 \text{ Mg/m}^3$ . Pour la bentonite calcique, cette pression de gonflement diminue avec l'augmentation de la température à une masse volumique sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$ . Ainsi, lors d'un échauffement, il y a une combinaison de deux phénomènes, l'hydratation des cations et l'effondrement des macropores, qui influence la pression de gonflement du sol.

Un type d'essai particulier a été réalisé par Zhang et al. (1993) pour étudier l'effet de la température sur les propriétés de gonflement d'une montmorillonite sodique de Wyoming. La distance inter-foliaire  $\lambda$  et la pression de gonflement  $\Pi$  à différentes températures ont été mesurées par la méthode initialement développée par Viani et al. (1983) et modifiée par la suite par Wu et al. (1989). Une pression d'air est appliquée sur une couche fine de pâte de montmorillonite déposée sur une pierre céramique. Cette pression est considérée égale à la pression de gonflement. La distance inter-foliaire est mesurée en fonction de la pression d'air appliquée grâce à un diffractomètre à rayon X. La relation entre la pression de gonflement  $\Pi$  et le rapport entre la masse d'eau et la masse d'argile  $m_w/m_c$  à différentes températures a été également déterminée. Zhang et al. (1993) ont remarqué que la pression de gonflement  $\Pi$  diminuait avec l'augmentation de la température à tous les  $m_w/m_c$  constants.

Madsen (1998) a cité les essais réalisés par Haas et al. (1994) pour étudier l'effet du traitement par vapeur d'eau à haute température sur la pression de gonflement d'une bentonite compactée. La bentonite compactée a été chauffée à 150 °C et puis refroidie à 20 °C par la vapeur d'eau qui la traverse. La pression de gonflement maximale a été mesurée au refroidissement. Après 4 à 5 cycles de traitement par vapeur d'eau, la pression de gonflement a diminué jusqu'à 55–65 % de la valeur initiale. La réduction de la pression de gonflement a été expliquée par l'agrégation des particules lors du traitement.

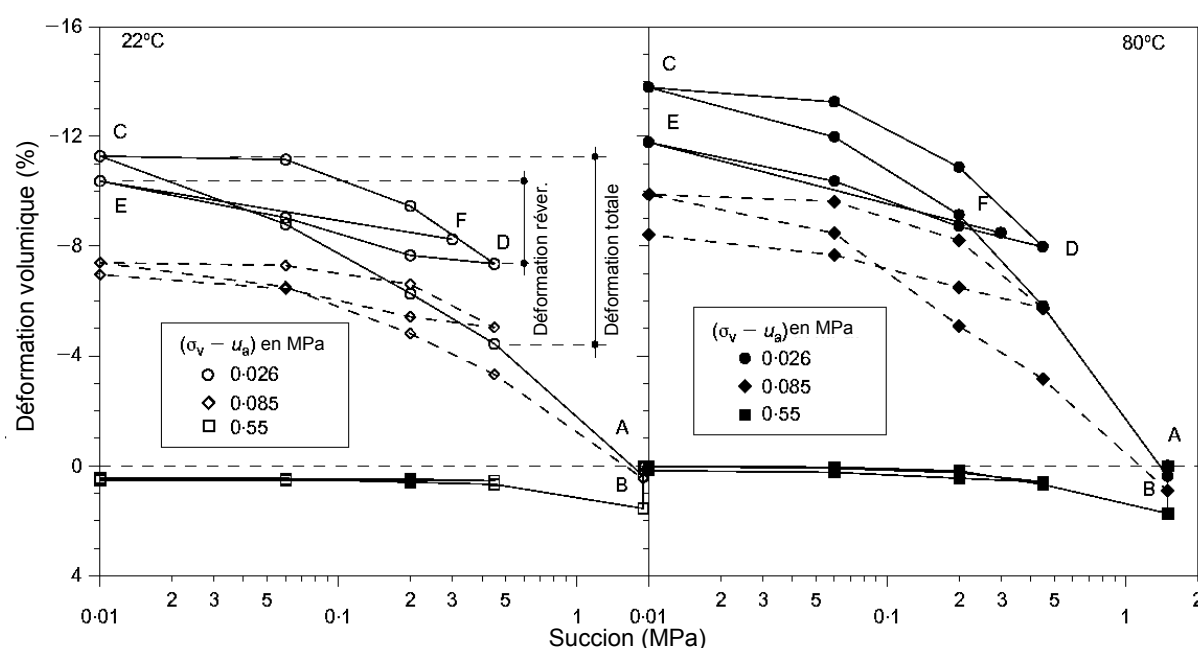
Pusch et al. (2003) ont étudié la pression de gonflement de l'argile MX80 constituée par des pastilles très compactées. Les essais de pression de gonflement en condition isotherme ont montré que cette pression à haute température était plus faible. Les auteurs ont expliqué ces phénomènes par la facilité à désintégrer des grains très denses à haute température.

Deux phénomènes causés par un chauffage peuvent être considérés pour expliquer les résultats. Dans le cas des essais de Cho et al. (2000) et de Pusch et Karnland (1996), l'chauffement a entraîné une dilatation des grains de bentonite. Cette dilatation a généré une augmentation légère de la pression de gonflement dans la condition confinée. Pourtant, dans les autres cas, quand cette augmentation de la pression de gonflement était importante, elle a causé par la suite un effondrement dans la structure du sol. Cet effondrement a été favorisé en plus par le fait que la résistance des contacts entre les grains a baissé à cause de l'chauffement. Bref, dans ce cas, la pression de gonflement a été diminuée par l'augmentation de la température.

#### *I.3.3.1.2 Comportement volumique sous chargement hydrique en condition isotherme*

Un oedomètre permettant le contrôle simultané de la succion et de la température a été développé par Romero et al. (1995). La Figure I-29 présente la variation de la déformation volumique lors des cycles d'humidification/séchage en condition isotherme (22 °C et 80 °C) appliqués à l'argile de Boom compactée à un poids volumique sec de 16,7 kN/m<sup>3</sup> (Romero et al. 2003). Les échantillons ont été compactés à une teneur en eau de 15% et à deux températures différentes (22 °C et 80 °C) jusqu'à un poids volumique sec de 16,7 kN/m<sup>3</sup>.

Ensuite, après avoir été insérés dans l'oedomètre, ils ont été soumis à un chargement de 0,026 ; 0,085 ou 0,55 MPa, suivi d'un cycle d'humidification/séchage à contrainte constante suivant les valeurs de succion de 0,45 ; 0,20 ; 0,06 et 0,01 MPa. Les résultats montrent que le gonflement suivant la première humidification (chemin B-C) et la rétraction suivant le premier séchage (chemin C-D) à 80 °C ont été plus importants que ceux à 22 °C. En analysant ces cycles d'humidification/séchage en condition isotherme et à contrainte constante sur des échantillons à 16,7 kN/m<sup>3</sup> et à 13,7 kN/m<sup>3</sup> de poids volumique sec, Romero et al. (2003) ont retiré les conclusions suivantes : (1) la déformation de gonflement de l'échantillon très dense était plus grande à température plus élevée, et ce phénomène était d'autant plus marqué que la contrainte était faible ; (2) en revanche, la déformation d'effondrement due à l'humidification des échantillons moins denses était insensible à la variation de température.

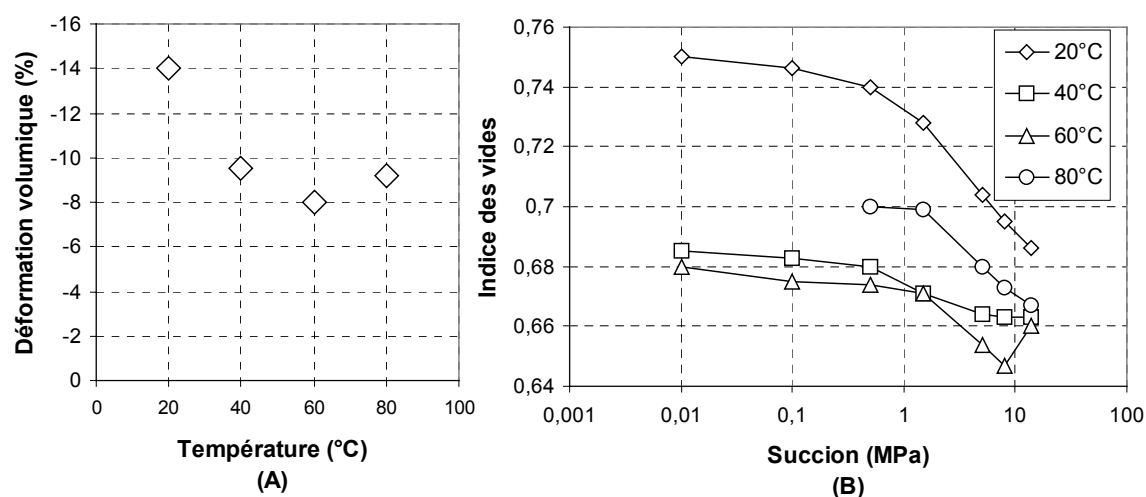


**Figure I-29. Variation de déformation volumique dans les essais d'humidification/séchage en condition isotherme sur l'argile de Boom fortement compactée ( $\gamma_d=16,7$  kN/m<sup>3</sup>), (Romero et al. 2003).**

Des essais oedométriques de gonflement sous charge verticale constante en condition isotherme ont été réalisés sur la bentonite Cabo de Gata par Villar (2000). Les échantillons ont été compactés dans un moule à une masse volumique sèche de 1,7 Mg/m<sup>3</sup>. La succion initiale était de 130 MPa. Après la mise en place de l'échantillon dans l'oedomètre, une charge verticale de 0,1 MPa a été appliquée et la température a été imposée à 20 °C, 40 °C, 60 °C ou 80 °C. Ensuite, une succion de 14 MPa a été appliquée sur l'échantillon. La variation volumique due à cette humidification a été suivie. La Figure I-30A présente la déformation volumique due à cette humidification pour les 4 essais à 4 températures différentes. L'augmentation de la température a tendance à provoquer une diminution du gonflement du sol. L'humidification partielle de 130 à 14 MPa de succion a été suivie d'un chargement jusqu'à 5 MPa. A la stabilisation de la déformation, l'humidification à succion

contrôlée a été à nouveau procédée jusqu'à saturation complète. La Figure I-30B présente la variation de l'indice des vides lors de l'humidification. Le gonflement à hautes températures était plus faible que celui à 20 °C. Il est difficile de conclure sur l'effet de la température avec ces résultats.

L'effet du traitement thermique sur une bentonite compactée a été étudié par Komine et Ogata (1998). Après un traitement thermique (à une température fixée entre 40 °C et 470 °C pendant une durée entre 1 jour et 1 année), l'échantillon a été conservé à 22 °C et à une humidité relative de 70%. Les essais de gonflement libre ont indiqué que le gonflement des échantillons qui ont été traités à 470 °C pendant 1 jour, 200 °C pendant 21 jours et 110 °C pendant 1 année était nettement plus faible que celui des échantillons non traités. Des analyses chimiques ont permis d'expliquer cette diminution par la réduction de l'énergie d'absorption et par l'évolution des cations échangeables.



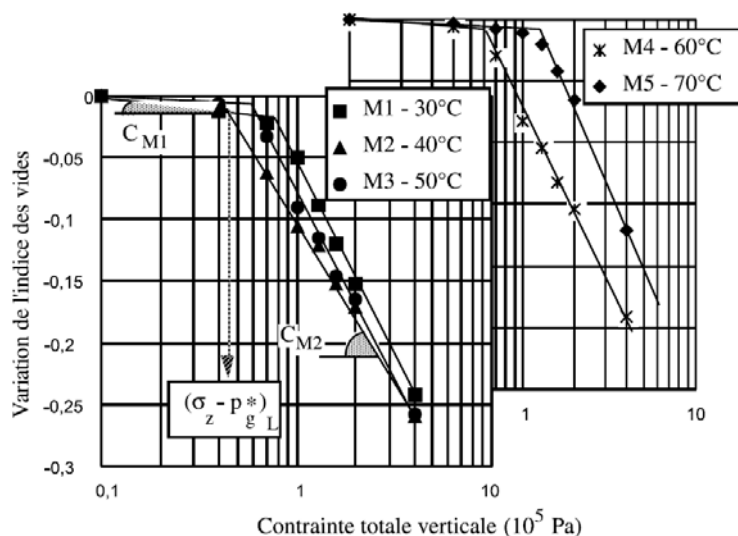
**Figure I-30. Gonflement sous contrainte verticale constante (A :  $\sigma_v = 0,1 \text{ MPa}$ ,  $s = 130 \rightarrow 14 \text{ MPa}$ ; B :  $\sigma_v = 5 \text{ MPa}$ ,  $s = 14 \rightarrow 0,01 \text{ MPa}$ ) et à température constante d'une bentonite compactée dû à l'humidification, (Villar 2000).**

### I.3.3.1.3 Comportement volumique sous chargement mécanique en condition isotherme

La déformabilité d'un limon ( $I_p = 11,8$ ) à l'état non saturé a été étudiée par Recordon (1993) avec des essais oedométriques à température imposée entre 2 °C et 40 °C. Il a réalisé ces essais isothermes sur des échantillons à teneur en eau constante et initialement non saturés. Recordon (1993) a constaté que la température n'a pas influencé le module oedométrique  $E_{\text{oed}}$  et l'indice de compression  $C_c$ .

Des essais de consolidation mécanique à succion et température constantes ont été réalisés sur un sable limoneux argileux non saturé ( $I_p = 10,5$ ) par Saix et al. (2000). L'échantillon de sols a été préparé directement dans la cellule triaxiale par un compactage statique. Lors de ces essais, seul l'état de contraintes variait. La succion des échantillons était maintenue à 4,9 kPa.

Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure I-31. On observe que les indices de compression sont trouvés insensibles à la température, et que la contrainte totale verticale limite dépend de la température et a pris une valeur minimale à 40 °C.



**Figure I-31. Consolidation mécanique à succion et température constantes d'un sable limoneux argileux non saturé, (Saix et al. 2000).**

L'influence de la température sur la compressibilité de la bentonite Cabo de Gata à l'état non saturé a été étudiée par Villar (2000). La procédure d'essais était identique à celle des résultats présentés sur la Figure I-30. La Figure I-32 montre la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte verticale lorsque la succion était maintenue à 14 MPa et la température était constante. L'effet de la température sur les indices de compression et de gonflement n'était pas très clair. Pourtant, une augmentation de la pression de préconsolidation avec l'augmentation de la température a été observée. Cette augmentation a été liée à la densification du sol lors de l'échauffement initial. L'effet de la température a été donc masqué par la dispersion de l'indice des vides initial.

Romero et al. (2003) ont réalisé des essais oedométriques à succions et températures constantes sur l'argile de Boom compactée aux poids volumiques sec de  $16,7 \text{ kN/m}^3$  et  $13,7 \text{ kN/m}^3$ . Les échantillons ayant été compactés à une teneur en eau de 15% en condition isotherme (22 °C et 80 °C) ont été d'abord soumis à un chargement jusqu'à des valeurs de contrainte verticale de 0,026 ; 0,085 et 0,55 MPa (pour  $\gamma_d = 16,7 \text{ kN/m}^3$ ) et de 0,085 ; 0,30 ; 0,60 et 1,20 MPa (pour  $\gamma_d = 13,7 \text{ kN/m}^3$ ). Ensuite, ils ont été soumis aux cycles de succion entre 0,01 et 0,45 MPa. Après ces cycles d'humidification/séchage, à une valeur de succion constante, ces échantillons ont été chargés et déchargés en conditions isothermes. La Figure I-33 présente la variation du volume spécifique ( $v = 1+e$ ) en fonction de la contrainte verticale effective. On observe que la compressibilité du sol sous chargement a été affectée par la température tandis que la rigidité en déchargement était insensible à la température.

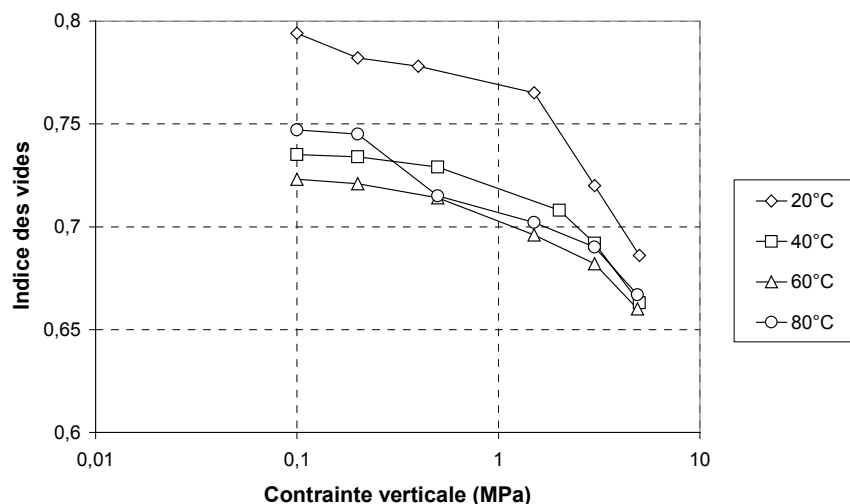


Figure I-32. Évolution de l'indice des vides lors du chargement mécanique à succion contrôlée de 14 MPa et à différentes températures, (Villar 2000).

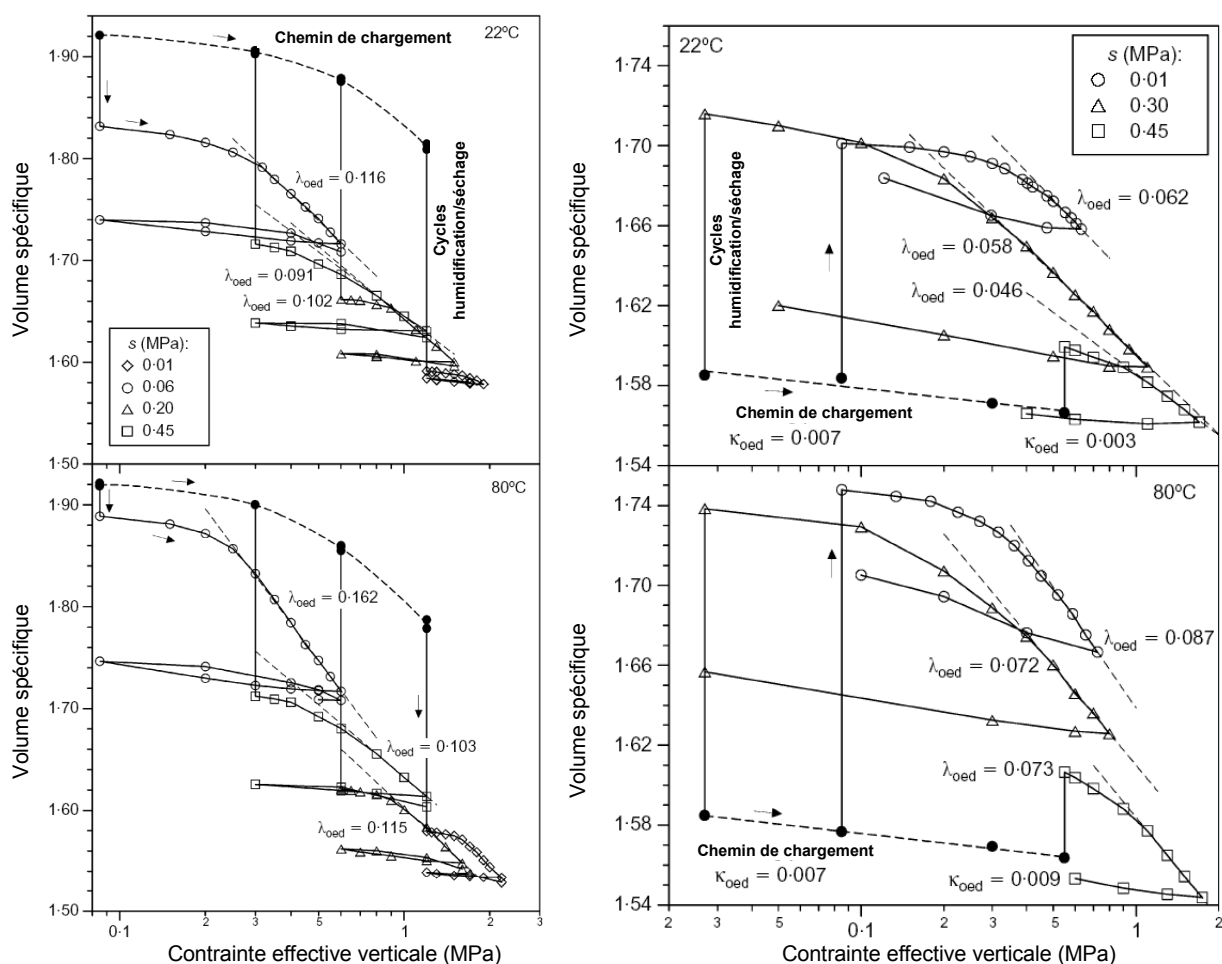


Figure I-33. Variation du volume spécifique,  $v = 1 + e$ , avec la contrainte verticale lors d'un essai de chargement/déchargement réalisé sur des échantillons compactés (à gauche :  $\gamma_d = 13,7 \text{ kN/m}^3$  ; à droite :  $\gamma_d = 16,7 \text{ kN/m}^3$ ) à deux températures différentes (22 °C et 80 °C), (Romero et al. 2003).

## I.3.3.1.4 Effet de la température sur la résistance au cisaillement

Des essais triaxiaux à hautes températures et hautes pressions ont été réalisés par Wiebe et al. (1998) sur un mélange sable/bentonite compacté à une masse volumique sèche de  $1,67 \text{ Mg/m}^3$ . Les échantillons aux degrés de saturation de 50 % à 100 % ont été utilisés pour réaliser des essais non drainés (les sorties d'air et d'eau étaient fermées). Les pressions de confinement variaient de 0,2 à 3 MPa à des températures de 26 °C, 65 °C et 100 °C. Les résultats présentés sur la Figure I-34 montre que la résistance au cisaillement a diminué avec l'augmentation de la température. De plus, l'effet de la température était plus marqué quand le degré de saturation était faible ; l'effet de la pression de confinement semblait d'une importance mineure. On a relié ces phénomènes à la diminution de la succion dans l'échantillon engendrée par l'augmentation de la température. Les valeurs calculées étaient du même ordre de grandeur des valeurs mesurées. Wiebe et al. (1998) ont conclu alors que la diminution de la résistance était due à la diminution de la succion entraînée par l'échauffement. Les mêmes phénomènes ont été observés par Graham et al. (1997) et Dixon et al. (2001) avec les mêmes types d'essai sur le même matériau. (Cité par Dixon et al. 2002).

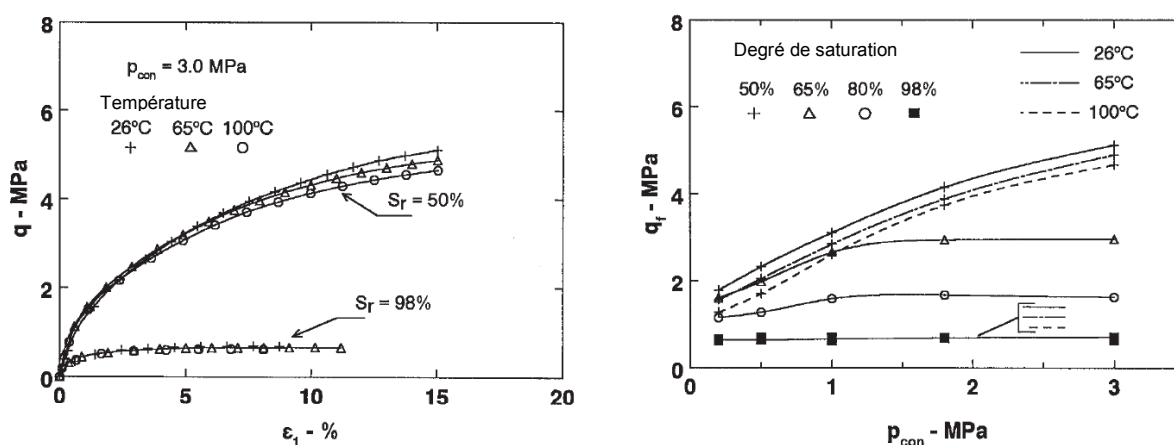
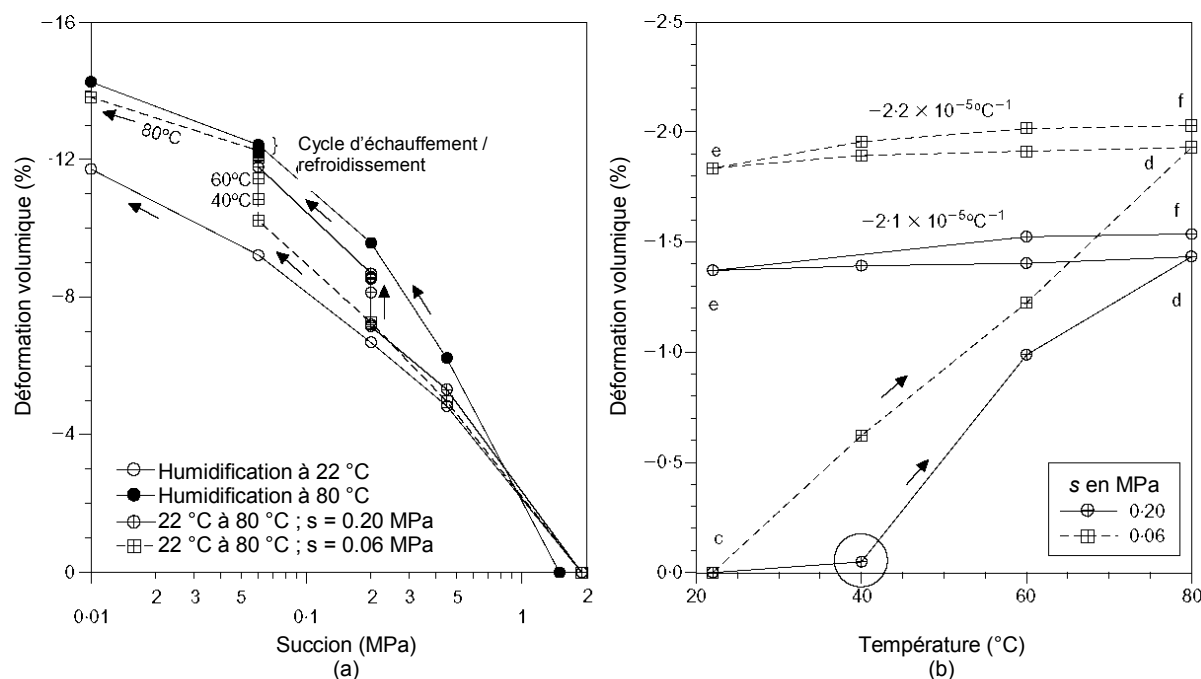


Figure I-34. Effet de la température sur la résistance des échantillons compactés à partir d'un mélange sable/bentonite à l'état non saturé, (Wiebe et al. 1998).

## I.3.3.2 Comportement volumique sous chargement thermique à l'état non saturé

L'oedomètre présenté dans Romero et al. (1995) ont permis la réalisation des cycles d'échauffement/refroidissement à succion et contrainte constantes sur l'argile de Boom (Romero et al. 1998). Les échantillons ont été compactés à une teneur en eau de 15% et à une température de 22 °C jusqu'à un poids volumique sec de  $16,7 \text{ kN/m}^3$ . Dans l'oedomètre, ils ont été d'abord soumis à une contrainte verticale de 0,026 MPa. Ensuite, ils ont été humidifiés jusqu'aux succions de 0,20 et 0,06 MPa. A succion et contrainte constantes, ils ont été chauffés jusqu'à 80 °C et refroidis à la température initiale. La Figure I-35 présente la déformation volumique des échantillons due à la variation de la température (Romero et al. 2003). Une très grande déformation irréversible a été observée après le premier cycle d'échauffement/refroidissement. Cette déformation irréversible était d'autant plus marquée

que la succion était faible. Les auteurs ont expliqué cette irréversibilité par le changement microstructural du sol sous la dilatation thermique des grains.



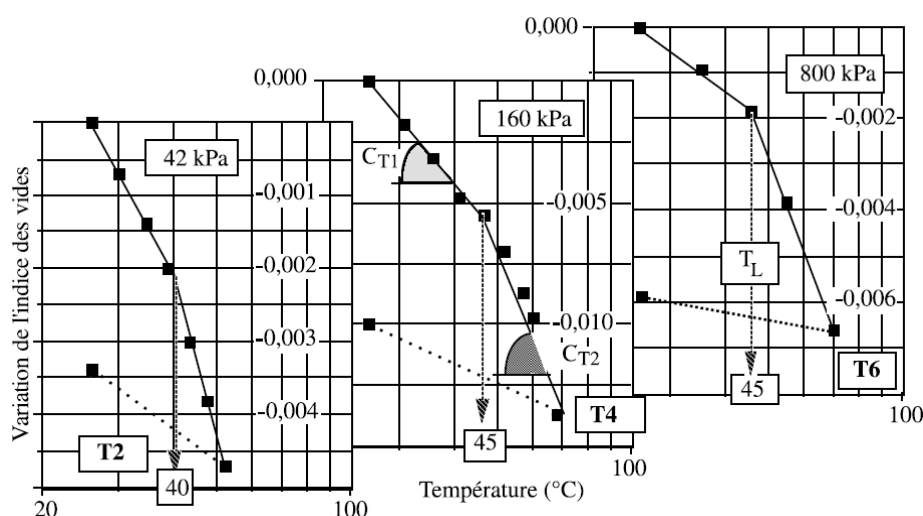
**Figure I-35. Résultats des essais non-isothermes sur l'argile de Boom fortement compactée ( $\gamma_d = 16,7 \text{ kN/m}^3$ ) à deux succions différentes et sous une contrainte verticale de 0,026 MPa, (Romero et al. 2003).**

Un appareil triaxial à succion et température contrôlées a été présenté par Romero et al. (1997). L'argile de Boom a été compactée dans un moule à une teneur en eau de 15%. Les échantillons préparés avaient un diamètre de 38 mm et une hauteur de 76 mm ; leur poids volumique sec initial était de  $13,7 \pm 0,1 \text{ kN/m}^3$ . Ils ont été d'abord soumis à un chargement isotrope à teneur en eau constante jusqu'à une contrainte effective isotrope de 1 MPa. Ensuite, ils ont été soumis aux cycles de succion. Enfin, le cycle d'échauffement/refroidissement a été appliqué aux échantillons lorsque la succion matricielle était de 0,20 MPa. A ce stade, le sol était normalement consolidé. Les sorties de drainage étaient ouvertes pendant l'essai, la succion et la contrainte isotrope étaient maintenues constantes. Ensuite, la température a été élevée à partir de 22 °C avec une rampe de 5 °C/heure. L'échauffement s'est arrêté tous les 10 °C d'augmentation pour permettre l'équilibrage total dans le sol. Les résultats présentés par Romero et al. (2001a) montrent que l'échauffement a d'abord engendré une dilatation suivie d'une contraction due à l'effondrement lié à la diminution de la résistance au cisaillement au niveau des contacts.

Une étude expérimentale, présentée par Recordon et Gueye (1994), sur un modèle physique de grande dimension réalisé dans une fosse d'essais, a montré la déformation des couches de sables limoneux et de sables sous des chargements thermiques. Pendant l'échauffement, le sol a tassé sous des contraintes totales constantes.



La consolidation thermique d'un sable limoneux argileux ( $I_p = 10,5\%$ ) a été étudiée par Saix et al. (2000). Le dispositif expérimental utilisé était un appareil triaxial thermique (Fella 1987, Saix et Jouana 1990, Saix 1991). Pendant l'essai, seule la température a été faite varier, les autres variables pilotes (la succion et les contraintes totales) étaient maintenues constantes et égales à leurs valeurs initiales. La succion des échantillons était maintenue à 4,9 kPa. La Figure I-36 montre la variation volumique en fonction de la température. La consolidation volumique en fonction du logarithme de la température était linéaire dans les deux zones séparées par une température limite  $T_L$ . Ces résultats expliquent aussi les tassements observés par Recordon et Gueye (1994) ci-dessus où les contraintes appliquées étaient dues au poids propre du sol.



**Figure I-36. Consolidation thermique d'un sable limoneux argileux sous contrainte et succion constantes, (Saix et al. 2000).**

Pintado (2002) a étudié la dilatation thermique des échantillons compactés de la bentonite Cabo de Gata. Les échantillons ont été compactés aux degrés de saturation de 56% à 98% et à une masse volumique sèche comprise entre 1,55 et 1,75 Mg/m<sup>3</sup> avec des dimensions conventionnelles :  $\phi = 38$  mm,  $h = 78$  mm. Ces échantillons, enveloppés par une membrane imperméable, ont été immergés dans un bain thermostaté. Un capteur de déplacement de type LVDT a été utilisé pour mesurer la déformation axiale de l'échantillon. Les résultats ont montré que tous ces échantillons ont dilaté lors de l'échauffement et se sont contractés lors du refroidissement pour la variation de température entre 20 °C et 65 °C. D'autre part, le coefficient de dilation thermique était plus grand à une densité plus importante ou à un degré de saturation moins élevé.

### I.3.4 Synthèse sur l'effet de la température sur les sols

L'augmentation de la température entraîne d'une part une diminution de la viscosité de l'eau et d'autre part une dilation thermique des composants du sol. De plus, la résistance du contact entre les grains solides est aussi diminuée avec l'échauffement. Ces mécanismes expliquent

les effets de la température sur les limites d'Atterberg, la rétention d'eau, la perméabilité à l'eau et le fluage. Plusieurs travaux étudiant l'effet de la température sur le comportement mécanique des argiles à l'état saturé ont été menés. Pourtant, le nombre des études sur le comportement hydro-mécanique des sols à l'état non saturé reste encore très limité.

## **I.4 Modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique**

### **I.4.1 Modèle de comportement hydro-mécanique pour le sol à l'état non saturé**

Alonso et al. (1990) ont proposé un modèle de comportement pour des sols non saturés non gonflants. La plupart des phénomènes observés expérimentalement peuvent être décrits par ce modèle : l'augmentation de la pression de préconsolidation avec l'augmentation de la succion, le changement des paramètres de compressibilité avec la succion, l'effondrement sous l'humidification à fortes contraintes, le gonflement sous l'humidification à faibles contraintes, et les déformations irréversibles sous cycles de succion, etc. Dans le cas de chargement isotrope ou oedométrique, deux surfaces de charge ont été proposées dans le plan  $s - p$  : SI (*Suction Increase*) et LC (*Loading Collapse*). Ces deux surfaces présentent la succion et la pression maximales que le sol a subies. Ce modèle est souvent appelé BBM (*Barcelona Basic Model*).

Cui et Delage (1996) ont réalisé une étude expérimentale, menée à l'aide d'un appareil triaxial à succion contrôlée, sur le comportement d'un limon compacté non saturé. Des résultats de compression isotrope ont confirmé les aspects essentiels du modèle BBM. Comme ils ont travaillé avec des échantillons compactés de façon anisotrope, ils ont obtenu une surface de charge ellipsoïdale inclinée dans le plan  $p - q$ . Ce qui leur a conduit à proposer un nouveau modèle permettant de prendre en compte cette anisotropie.

Vaunat et al. (2000) ont ajouté un aspect hydrique au modèle de comportement mécanique BBM développé par Alonso et al. (1990) pour décrire la variation de la teneur en eau lors des chargements hydro-mécaniques. L'analyse des données expérimentales de compression isotrope réalisée par Gallipoli et al. (2003) a montré une unification remarquable des résultats expérimentaux des essais effectués avec différentes succions lorsqu'ils sont présentés sous forme des variables étroitement liées à des mécanismes de comportement spécifiques : la contrainte moyenne du squelette et une variante liée à la magnitude de l'effet d'adhérence exercé par l'eau ménisque aux contacts entre particules. En se basant sur ces observations, ils ont développé un modèle de comportement élasto-plastique utilisant une seule surface de charge. Ce modèle a permis de décrire correctement des principaux traits au comportement d'un sol non saturé malgré sa simplicité. Plus récemment, Tamagnini (2004) a combiné le modèle de Cam-Clay modifié développé par Jommi (2000) et la relation proposée par Romero et Vaunat (2000). Le modèle développé a montré un bon accord quantitatif avec les résultats expérimentaux de Romero et Vaunat (2000) aussi bien qu'au niveau mécanique (volume, pression de préconsolidation) qu'au niveau hydrique (degré de saturation, teneur en eau, succion).

D'après Gens et Alonso (1992), le modèle BBM présenté par Alonso et al. (1990) n'est pas capable de reproduire le comportement des sols gonflants, car il permet d'avoir seulement un petit gonflement réversible dans la zone élastique délimitée par SI et LC, tandis que les expériences sur les argiles gonflantes ont montré des déformations volumiques irréversibles. Gens et Alonso (1992) ont alors proposé une extension de ce modèle en considérant deux niveaux de la structure du sol : (i) un niveau microstructural qui correspond aux minéraux d'argile, où les phénomènes physico-chimiques dominent ; (ii) un niveau macrostructural qui correspond à une échelle plus grande de la structure du sol.

Dans le modèle de Gens et Alonso (1992), souvent appelé BExM (*Barcelona Expansive Model*), la déformation du niveau microstructural est contrôlée par les interactions physico-chimiques au niveau des particules et est supposée indépendante des effets macrostructuraux. Le point important de cette extension est que la déformation microscopique influence la déformation macroscopique. La formulation de ce modèle concerne donc trois niveaux : (i) le comportement du niveau macrostructural ; (ii) le comportement du niveau microstructural ; (iii) le couplage entre les deux niveaux.

Les principales idées proposées par Gens et Alonso (1992) ont été étudiée et détaillée par des formulations dans les travaux d'Alonso (1998) et d'Alonso et al. (1999). Pourtant, les résultats expérimentaux utilisés pour valider ces formulations étaient sur des sols peu gonflants. Le développement du modèle BExM a été finalement complété par le travail de Lloret et al. (2003). Dans ce travail, un programme d'essai oedométrique a été réalisé sur la bentonite Febex compactée à l'état non saturé. La plupart des comportements hydro-mécaniques obtenus sur cette bentonite ont été reproduits par ce modèle.

Cui et al. (2002a) ont proposé également un modèle de comportement pour simuler le comportement hydro-mécanique des argiles gonflantes compactées. Il s'agit d'un modèle élastique non linéaire. Ce modèle a été validé par les résultats obtenus sur l'argile FoCa7 fortement compactée. Comme les échantillons étudiés avaient une densité très importante (masse volumique sèche de  $2,0 \text{ Mg/m}^3$ ), les macro pores n'existaient pas dans ce matériau. Par conséquent, son comportement volumique sous chargement hydrique et mécanique était réversible.

Dans les modèles de comportement présentés ci-dessus, la succion est souvent considérée comme une variable importante. Ces modèles ont pu reproduire les comportements mécaniques et hydriques de différents types de sol à l'état non saturé. Il existe d'autres types de modèles permettant de prévoir la pression de gonflement de la bentonite compactée à l'état confiné lors d'une hydratation. Komine et Ogata (2003), Tripathy et al. (2004) ont développé des modèles en se basant sur la théorie de double couche diffuse. Selon le modèle de Fujita et al. (1998), le potentiel de gonflement du sol est égal au potentiel chimique. Ce modèle a pu prévoir la pression de gonflement finale. Pourtant, l'évolution de cette pression dans le temps n'a pas été reproduite correctement.

### **I.4.2 Modèle de comportement thermo-mécanique pour le sol à l'état saturé**

Hueckel et Borsetto (1990) et Picard (1994) ont étendu le modèle élasto-plastique de Cam-Clay modifié à l'effet de la température pour décrire le comportement thermo-mécanique des argiles saturées. Cui et al. (2000) ont montré que ces deux modèles n'étaient pas capables de simuler la contraction thermique irréversible du sol due à l'échauffement à différents rapports de surconsolidation ( $R_{oc}$ ). Ils ont proposé ainsi un nouveau modèle en ajoutant deux nouveaux mécanismes plastiques. Ce nouveau modèle a permis de simuler correctement des essais réalisés par Baldi et al. (1991) sur l'argile de Boom. Avec le modèle de Cui et al. (2000), la plupart des phénomènes essentiels observés expérimentalement sur le comportement thermo-mécanique des argiles à l'état saturé peuvent être décrits : la diminution de la pression de préconsolidation avec l'échauffement, le phénomène d'écrouissage thermique, le comportement de dilatation et de contraction du sol lors des cycles thermiques, etc.

On cite aussi d'autres modèles thermo-élasto-plastiques :

- les modèles développés par Robinet et al. (1994), Robinet et al. (1996) qui se basent sur le phénomène microscopique irréversible dans les argiles saturés sous des chargements thermo-mécaniques. Deux mécanismes plastiques ont été proposés dans ce modèle : surface de chargement due au chargement mécanique et surface de charge due au chargement thermique.
- les modèles développés par Lingnau et al. (1995), Graham et al. (2001a) qui se basent sur le modèle Cam-Clay avec prise en compte des effets de la température.

Modaressi et Laloui (1997) ont développé un modèle cyclique thermo-viscoplastique appelé LTVP. Ce modèle a pu représenter les principales caractéristiques thermo-mécaniques des sols fins sous une large gamme de conditions de chargement. Une synthèse sur les modèles de comportement thermo-mécanique des sols a été présentée par Laloui (2001). Laloui et al. (2001) ont vérifié la performance du modèle LTVP en comparant avec les résultats expérimentaux sur l'argile MC. Ce modèle a été également implémenté dans un code de calcul par éléments finis dans le travail de Laloui et Modaressi (2002). Selon Laloui et al. (2002), le modèle LTVP est efficace mais sophistiqué. Ces auteurs ont proposé alors une approche plus simple pour reproduire les effets de la température sur les comportements des sols fins à l'état saturé. Ce modèle est basé sur l'effet de la température sur la pression de préconsolidation du sol. Les détails de ce modèle ont été présentés dans le travail de Laloui et Cekerevac (2003).

### **I.4.3 Modèle de comportement thermo-mécanique pour le sol à l'état non saturé**

Les travaux sur la modélisation du comportement thermo-mécanique des sols à l'état non saturé restent encore très limités. En fait, le nombre des travaux expérimentaux sur cet aspect n'est pas suffisant pour avoir une compréhension générale sur le comportement thermo-

mécanique des sols non saturés. De plus, les études bibliographiques dans le présent travail ont montré que ces travaux expérimentaux ont été réalisés souvent sur des sols peu gonflants et donc avec des succions faibles ( $<1$  MPa).

Modaressi A. et Modaressi H. (1995) ont proposé un modèle qui était la combinaison d'un modèle thermo-plastique et d'un modèle élasto-plastique développé pour des sols non saturés. Jamin et al. (2003) ont adapté le modèle BBM à l'effet de la température. Les calculs des deux modèles ont été comparés avec résultats obtenus sur un limon sableux très peu plastique ( $I_p = 10,5$ ). Gens (1995) a proposé également un modèle élasto-plastique pour des sols non saturés peu gonflants. Pourtant, aucune validation n'a été effectuée pour ce modèle.

#### **I.4.4 Synthèse sur la modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique**

Plusieurs modèles constitutifs ont été développés pour décrire le comportement des sols à l'état non saturé sous chargements hydriques et mécaniques. Le modèle BExM (Lloret et al. 2003) semble adapté pour prévoir le comportement hydro-mécanique des bentonites compactées à l'état non saturé. Les travaux sur la modélisation du comportement thermo-mécanique des argiles à l'état saturé sont assez nombreux. Les modèles proposés ont permis de reproduire les phénomènes principaux observés expérimentalement. Pourtant, faute des données expérimentales, aucun modèle n'a été validé pour des bentonites à l'état saturé.

Le nombre de modèles proposés pour décrire le comportement thermo-mécanique des sols à l'état non saturé est très limité. Très souvent, les modèles sont basés sur des résultats expérimentaux obtenus sur des sols très peu plastiques. Or, le comportement des bentonites compactées, qui sont les argiles très plastiques, est très différent de celui des sols ordinaires peu plastiques.

### **I.5 Conclusions**

La faisabilité d'un stockage des déchets radioactifs en profondeur est actuellement un sujet qui intéresse plusieurs pays développés du monde. Dans la conception de cet ouvrage, la bentonite compactée est proposée comme un matériau tampon (barrière ouvragée) qui subira des sollicitations mécaniques, hydrauliques et thermiques. Les études réalisées sur cette argile très plastique ont montré les couplages thermo-hydro-mécaniques complexes dus à sa haute activité à l'eau. Le comportement de cette argile est souvent très différent par rapport aux autres types de sol et aux autres argiles qui sont moins plastiques. Par conséquent, une étude du comportement thermo-hydro-mécanique de la bentonite compactée est nécessaire. Jusqu'à présent, le nombre de travaux expérimentaux sur ce sujet est encore très limité.

Dans le cadre de ce travail, trois aspects principaux sont considérés sur la bentonite MX80:

- 1) La conductivité thermique de la bentonite compactée est mesurée sur plusieurs échantillons. Les effets de la densité sèche, de la teneur en eau, de la fraction volumique des composants, du degré de saturation, de la microstructure, de la minéralogie, ... sur la

conductivité thermique sont relevés. Le travail a permis de proposer une méthode théorique pour estimer ce paramètre.

- 2) L'effet de la température sur la capacité de rétention d'eau de la bentonite est étudié. Les courbes de rétention d'eau sont réalisées aux conditions isothermes pour ce but.
- 3) L'effet de la température sur le comportement hydro-mécanique de la bentonite compactée est analysé avec des essais de compression isotrope à succion et température contrôlées. Les phénomènes expérimentaux observés sont ensuite utilisés pour proposer un modèle sur le comportement thermo-hydro-mécanique de la bentonite compactée.

## Chapitre II Matériau et techniques expérimentales

---

### II.1 Matériau étudié

Dans le cadre du présent travail, la bentonite MX80, un produit de Wyoming, États-Unis, a été choisie pour être étudiée. Cette bentonite, produite par la société « American Colloids », a été considérée comme un matériau du tampon de référence dans plusieurs projets de recherche sur le stockage des déchets radioactifs en profondeur en Suède, en Suisse, et dans d'autres pays. Un lot de 200 kg de cette bentonite a été fourni par la société Cetco-France en 2000. Un autre lot de 200 kg a été fourni par la société Cetco-Europe en 2004. La bentonite MX80 a été fournie sous forme de poudre en sac de 25 kg. A l'arrivée des sacs, la poudre de chaque lot a été mélangée puis stockée dans des tonneaux hermétiques. Cette phase de préparation sert à assurer l'homogénéité de la poudre avant toute utilisation.

#### II.1.1 Caractérisations minéralogiques de l'argile MX80

Les caractérisations minéralogiques de l'argile MX80 fournie par la société Cetco-France ont été présentées par Montes-Hernandez (2002). Le Tableau II-1 montre le dosage des éléments majeurs en pourcentage d'oxydes estimés par trois laboratoires différents (LEM, CREGU et CGS). Les caractérisations minéralogiques de l'argile MX80 fournie par la société Bentonit International GmbH, Duisburg, Allemagne, présentées par Madsen (1998) sont aussi introduites dans ce tableau. On observe que les résultats obtenus par les différents laboratoires sur deux argiles venant de deux fournisseurs différents sont similaires.

Le Tableau II-2 présente la composition minéralogique quantitative de la bentonite MX80 brute. Cette argile est constituée qualitativement des minéraux argileux de type montmorillonite, de phlogopite M1, de plagioclase, de feldspath potassique, de quartz, de cristobalite, d'un porteur de soufre, d'un porteur de phosphore et d'anatase (Ti). Les formules stoechiométriques proposées pour la montmorillonite de la bentonite MX80 sont les suivantes:

- $(\text{Si}_{3.98}\text{Al}_{0.02})(\text{Al}_{1.55}\text{Mg}_{0.28}\text{Fe(III)}_{0.09}\text{Fe(II)}_{0.08})\text{Na}_{0.18}\text{Ca}_{0.10}\text{O}_{10}(\text{OH})_2$  (d'après Montes-Hernandez 2002) ;
- $(\text{Si}_{3.96}\text{Al}_{0.04})(\text{Al}_{1.55}\text{Mg}_{0.24}\text{Fe(III)}_{0.20}\text{Fe(II)}_{0.01})\text{Na}_{0.30}\text{O}_{10}(\text{OH})_2$  (d'après Madsen 1998).

#### II.1.2 Paramètres d'identification de l'argile MX80

Le Tableau II-3 présente les paramètres d'identification de l'argile MX80 étudiés dans plusieurs travaux. Comme l'argile MX80 se compose principalement de la montmorillonite, elle est une argile très plastique. De plus, elle est considérée comme une bentonite sodique à cause de la présence dominante des cations  $\text{Na}^+$  parmi des cations échangeables. Les valeurs de la masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ ) de cette argile sont très dispersées. Cette

dispersion est due, d'une part, à la différence des techniques employées, et d'autre part, au changement de la microstructure de cette argile avec la présence d'eau. En effet, les feuillets d'argile s'écartent et la taille des grains change par la suite à cause de l'hydratation, ce qui compliquerait la détermination de la masse volumique des grains.

**Tableau II-1. Composition chimique de la bentonite MX80 quartée. Dosage des éléments majeurs en pourcentages d'oxydes. PF : Perte au feu, l.d. : limite de détection, (Montes-Hernandez 2002 ; Madsen 1998).**

Type d'oxyde	LEM	CREGU	CGS	CGS	Madsen (1998)
SiO <sub>2</sub>	58,78	57,39	58,52	58,00	60,25
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	18,03	18,65	17,23	17,09	19,61
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,05	4,14	4,14	3,82	3,75
FeO	-	-	-	-	0,13
MnO	0,02	<1.d.	0,027	0,027	0,001
MgO	2,06	2,17	2,23	2,22	2,38
CaO	1,38	1,41	1,57	1,42	1,83
Na <sub>2</sub> O	2,14	2,18	2,17	2,21	0,03
K <sub>2</sub> O	0,61	0,63	0,63	0,62	0,10
TiO <sub>2</sub>	0,14	0,14	0,138	0,127	-
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,25	0,25	0,32	0,27	-
PF	15,38	12,85	12,98	14,17	-
Total (%)	99,84	99,82	99,955	99,974	-

**Tableau II-2. Composition minéralogique de la bentonite MX80. Pourcentage massique sans l'eau moléculaire à 105 °C.**

Phase minérale	Lajudie et al. (1996), cité par JNC (2000)	Montes-Hernandez (2002)	Madsen (1998)
Montmorillonite	75	79,2±3,0	75,5
Phlogopite 1M	-	3,0±3,0	-
Pyrite	-	0,6	0,3
Calcite	1,4	0,8±0,6	1,4
Ankérinite	-	1,1±0,4	-
Anatase	-	0,1	-
Plagioclases	-	9,2±3,0	-
Feldspath K	5-8	2,0±2,0	5-8
Phosphate	-	0,6	-
Quartz	15,2	2,8±2,8	15
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-	0,5±0,4	-
C organique	0,4	0,1	0,4

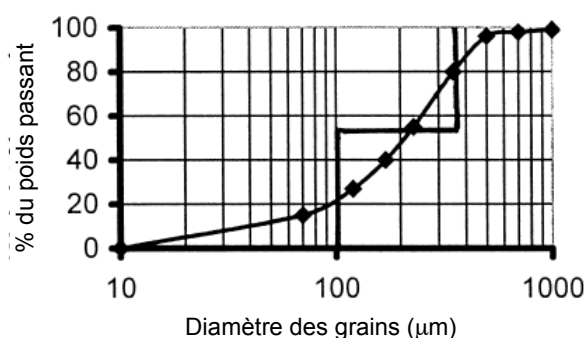


**Tableau II-3. Paramètres d'identification de la bentonite MX80.**

Paramètres	Pusch (1982)	Lajudie et al. (1996), cité par JNC (2000)	Saiyouri et al. (1998)	Sauzéat et al. (2000)	Madsen (1998)
% Montmorillonite (%)	80–90	75	-	82	75,5
C.E.C (meq/100g)	-	79	82,3	-	76
Na <sup>+</sup> (meq/100g)	60	56,0	79,80	-	62,4
K <sup>+</sup> (meq/100g)	-	2,3	-	-	0,2
Ca <sup>2+</sup> (meq/100g)	5	30,1	5,28	-	7,4
Mg <sup>2+</sup> (meq/100g)	3	15,6	-	-	3,0
w <sub>L</sub> (%)	-	400	-	520	-
w <sub>p</sub> (%)	-	70	-	46	-
I <sub>p</sub>	-	330	-	474	-
ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	-	2,7	-	2,65	2,76
S (m <sup>2</sup> /g)	700	-	522,03	-	562

### II.1.3 Granulométrie

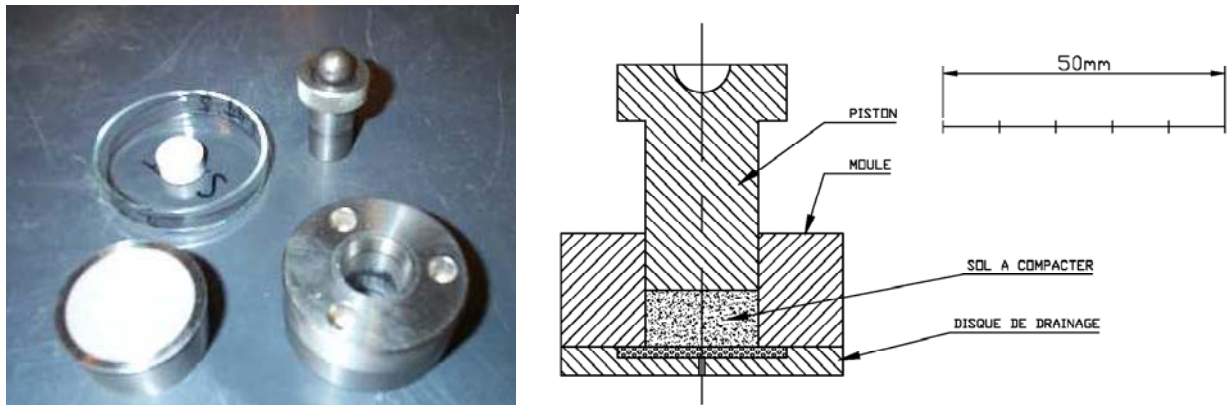
La courbe granulométrique de l'argile MX80 est présentée sur la Figure II-1 (Pusch 1999). On note que, comme la taille des grains de la bentonite change avec l'histoire hydrique qu'elle a subie, cette courbe ne peut donner qu'une idée générale sur la granulométrie de cette argile. On observe que la courbe est étalée sur les diamètres de 10 µm à 1 mm.

**Figure II-1. Granulométrie de la poudre de MX80, (Pusch 1999).**

### II.1.4 Compactage des échantillons

Deux méthodes de compactage ont été utilisées pour préparer des échantillons en bentonite compactée à partir de la poudre : le compactage unidimensionnel et le compactage isotrope. La Figure II-2 présente le schéma de principe du compactage unidimensionnel. La poudre de bentonite à une valeur de teneur en eau voulue est versée dans un moule de compactage en métal posé sur un disque de drainage ; ce dernier se compose d'une pierre poreuse et d'une sortie d'air au centre. Lors du compactage, l'air dans le sol s'échappe vers cette sortie d'air en

traversant la pierre poreuse. En suite, un piston lié à une presse de compactage est installé. Pendant le compactage, le piston est déplacé à une vitesse de 0,1 mm/min. Le compactage est arrêté lorsque le volume atteint une valeur voulue. On peut voir, sur la Figure II-2, l'image d'un échantillon compacté posé dans une coupelle, d'un piston, d'un moule et d'un disque de drainage. La dimension de l'échantillon présenté sur cette figure est de 20 mm de diamètre et de 8 mm de hauteur. Pour le compactage des échantillons de dimension de 50 mm de diamètre et de 70 mm de hauteur, un moule et un piston d'une dimension adaptée sont utilisés. A l'intérieur de ce moule, une couche de téflon a été ajoutée pour diminuer le frottement latéral entre le sol et la paroi intérieure du moule lors du compactage.



**Figure II-2. Schéma de principe du compactage unidimensionnel.**

Le schéma de principe du compactage isotrope est présenté sur la Figure II-3. La poudre de bentonite est d'abord versée dans un tube néoprène dont un bout est fermé. Le diamètre de ce tube est de 90 mm et son épaisseur est de 1,2 mm. La plaque supérieure en métal de diamètre de 90 mm est placée au bout du tube pour maintenir la forme initiale de l'échantillon. En suite, ce tube est posé sur l'embase inférieure d'une cellule de compression isotrope. La pression d'eau dans la cellule est imposée par un contrôleur de pression et de volume (GDS) ; ce dernier est connecté à la cellule. Cette pression s'applique sur le sol au travers de la membrane néoprène sans faire entrer de l'eau dans le sol. Lors du compactage, l'air dans le sol s'échappe par la sortie d'air de l'embase inférieure en traversant la pierre poreuse installée dans la plaque inférieure. Les joints de renforcement servent à plaquer la membrane sur l'embase inférieure pour assurer l'étanchéité du système. Pendant le compactage, la pression dans la cellule est augmentée successivement par palier de 0,1 ; 0,2 ; 0,5 ; 1 ; 2 ; 5 ; 10 ; 20 ; et 40 MPa. Chaque nouveau palier de chargement est lancé lorsque la variation volumique du liquide du GDS est stable. Cette stabilisation signifie que la variation volumique du sol est stable sous le palier de chargement. L'échantillon du sol obtenu après ce compactage a en moyenne un diamètre de 90 mm et une hauteur de 12 cm. Les échantillons de dimension plus petite (80 mm de diamètre et 15 mm de hauteur) sont préparés à partir de cet échantillon à l'aide d'un tour d'usinage.

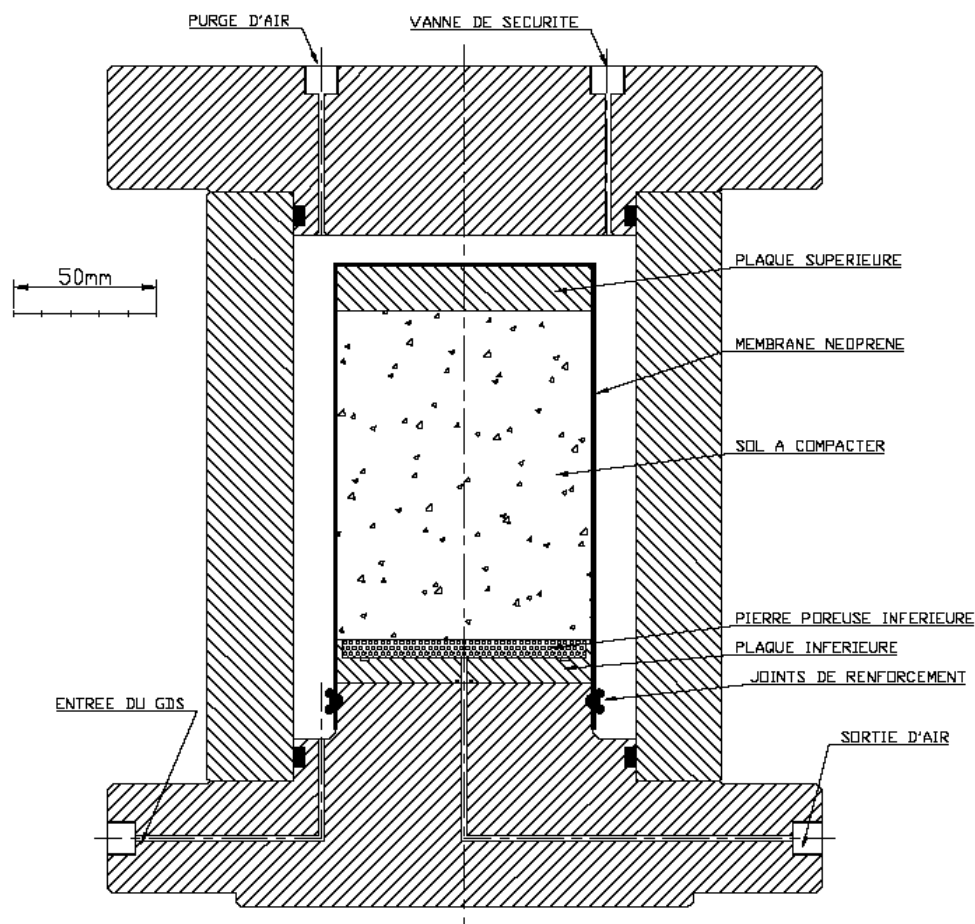


Figure II-3. Schéma de principe du compactage isotrope.

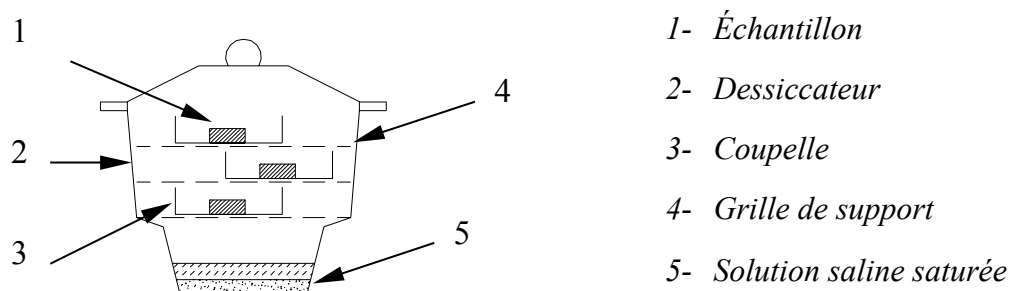
## II.2 Techniques de contrôle de succion

### II.2.1 Contrôle de succion par phase vapeur à la température ambiante

Dans le cadre du présent travail, le contrôle de succion par phase vapeur en température ambiante a été appliqué à plusieurs fins différentes : préparation de la poudre d'argile pour avoir une teneur en eau voulue, humidification et séchage des échantillons compactés, détermination de la rétention d'eau à la température ambiante, etc. Les méthodes sont similaires mais les techniques d'application dans la pratique sont différentes en fonction de la taille des échantillons et de l'état du sol (compacté ou en poudre).

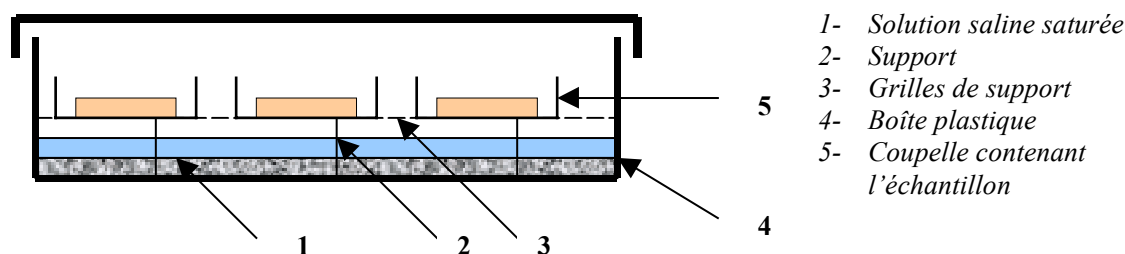
La Figure II-4 présente le schéma de principe de la méthode de contrôle de succion par phase vapeur. Les échantillons de sols sont installés dans un dessiccateur hermétique contenant une solution saline saturée. Cette solution sert à imposer à l'air une valeur d'humidité relative (HR) fixe dans le dessiccateur à une température constante. Par la loi de Kelvin, on peut déterminer la succion correspondante. Après la mise en place des échantillons dans le dessiccateur, les échanges de vapeur d'eau, entre l'air ambiant contenu dans le dessiccateur et le sol, ont lieu sur les surfaces de contact entre le sol et l'air. En réalisant des pesées régulières

(tous les trois jours) des échantillons de sol, on peut détecter l'état d'équilibre des échanges d'eau. La valeur de succion dans le sol à cet état est égale à la succion imposée dans l'air. Cette valeur de succion dépend de la solution saline utilisée et de la température ambiante.



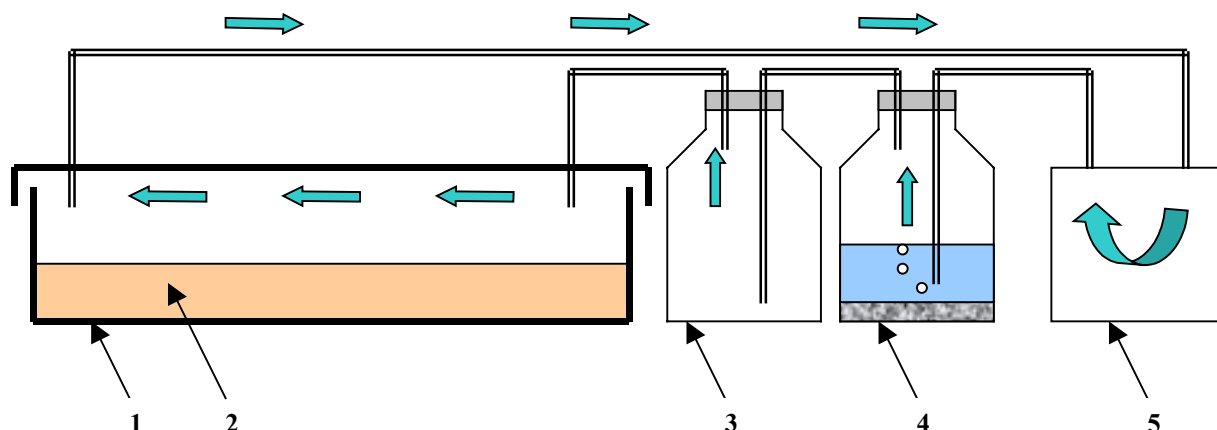
**Figure II-4. Principe du contrôle de succion par phase vapeur.**

Dans le présent travail, à part les dessiccateurs, les boîtes en plastique d'une dimension de 30 cm de long, 25 cm de large et de 10 cm de haut sont aussi utilisées. Ces boîtes, qui ont remplacé les dessiccateurs en verre, ont permis de loger cinq coupelles, et donc, cinq échantillons en même temps (Figure II-5). Avec ces boîtes, comme la surface entre l'air ambiant et la solution est plus importante que celle dans le dessiccateur, l'échange de vapeur d'eau entre l'air et la solution est plus efficace. Cette efficacité améliore l'échange de vapeur d'eau entre le sol et la solution saline et diminue donc le temps pour atteindre l'état d'équilibre.



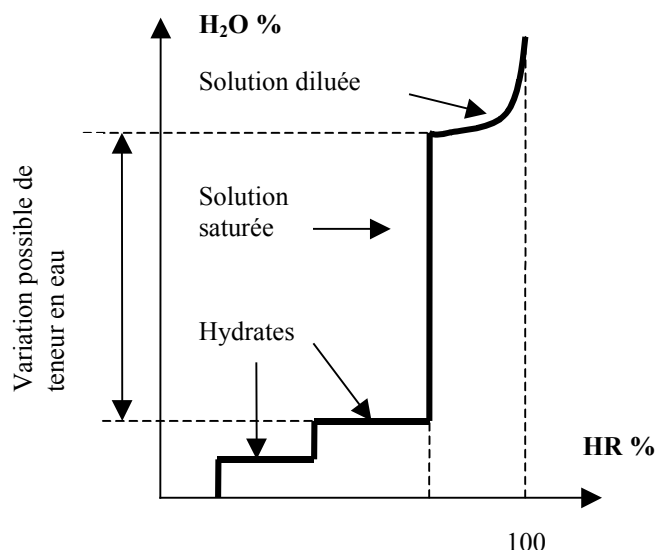
**Figure II-5. Schéma de principe de la boîte pour imposée la succion par phase vapeur.**

Quand la quantité du sol est importante et pour réduire le temps pour atteindre l'état d'équilibre, une circulation d'air est ajoutée. La Figure II-6 présente le schéma de principe de cette méthode. Le sol (2) est mis dans une boîte hermétique (1). Une pompe (5), pneumatique ou péristaltique, assure la circulation d'air dans le système. L'air traverse d'abord la bouteille contenant la solution saline saturée (4). A la sortie de cette bouteille, l'air a une humidité relative égale à la valeur imposée par la solution. Cet air traverse ensuite la bouteille vide (3), qui sert à homogénéiser l'air, avant d'entrer dans la boîte contenant le sol. Avec cette installation, le sol est en contact avec l'air dont HR est imposé par la solution saline saturée dans la bouteille.



**Figure II-6. Contrôle de succion par phase vapeur utilisant la circulation d'air, (1-boîte hermétique ; 2-sol en poudre ; 3-bouteille vide ; 4-bouteille contenant la solution ; 5-pompe).**

La Figure II-7 présente HR engendré par la solution saline en fonction de sa teneur en eau. Lorsque la quantité d'eau est trop faible, il existe une formation éventuelle d'un ou de plusieurs hydrates, HR n'est pas fixe. Lorsque la phase liquide est en équilibre avec les cristaux, c'est la solution saturée qui définit un HR constant. Lorsque la quantité d'eau est trop importante, la phase solide disparaît, HR est fonction de la concentration de la solution. Donc, dans l'application de la méthode de contrôle de succion par phase vapeur utilisant les solutions salines saturées, la teneur en eau de la solution doit être dans la plage de la variation possible indiquée sur la figure. En pratique, il faut toujours vérifier la présence des cristaux de sels dans la solution pendant l'essai.



**Figure II-7. Courbe de sorption d'un système cristallin, (Multon et al. 1991).**

Le Tableau II-4 présente les composants chimiques des sels utilisés dans ce travail. Ce sont les produits utilisés pour les analyses au laboratoire. La teneur minimale de ces sels est

supérieure à 99%. Malgré cette pureté, la petite quantité d'autres composants dans le sel peut influencer HR généré par la solution saline saturée.

**Tableau II-4. Composants chimiques des sels utilisés.**

Composant	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	MgCl <sub>2</sub>	Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	KCl	K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	NaNO <sub>3</sub>
	(%)	(%)	(ppm)	(%)	(ppm)	(%)	(ppm)	(%)
Ba	—	—	<20	—	—	—	—	—
Br et I	—	—	—	—	—	—	<0,005	—
Ca	<0,005	<0,020	<100	<0,003	<0,97	<0,005	<4,83	<0,002
Cl	<0,002	—	<10	—	<20	<0,0005	—	<0,0005
Cu	<0,0005	—	—	—	<0,20	—	—	—
Fe	<0,001	<0,0005	<5	<0,0005	<0,32	<0,0005	—	<0,0002
K	<0,02	—	—	—	—	—	<1,43	—
Mg	<0,002	—	—	<0,001	<0,20	<0,002	—	—
N	—	<0,015	—	<0,004	<4,00	—	<4,00	—
Na	<0,02	—	—	<0,02	<311,00	<0,02	—	—
P	<0,005	—	—	—	<1,00	—	<0,08	—
Pb	<0,002	<0,0005	<5	<0,0005	<0,40	<0,0005	<0,10	<0,0002
S	—	—	—	—	—	—	<0,34	—
Si	<0,01	—	—	—	—	—	—	—
Sr	—	—	<20	—	—	—	—	—
Zn	<0,01	<0,005	—	—	<0,200	—	—	—
NO <sub>3</sub>	<0,01	—	—	—	—	—	—	—
PO <sub>4</sub>	—	<0,0005	—	<0,001	—	—	—	<0,001
SO <sub>4</sub>	—	<0,002	<20	<0,0002	—	—	—	<0,003
Analyse (%)	>99	>99	>99	>99,5	>99,92	>99	100	>99,5

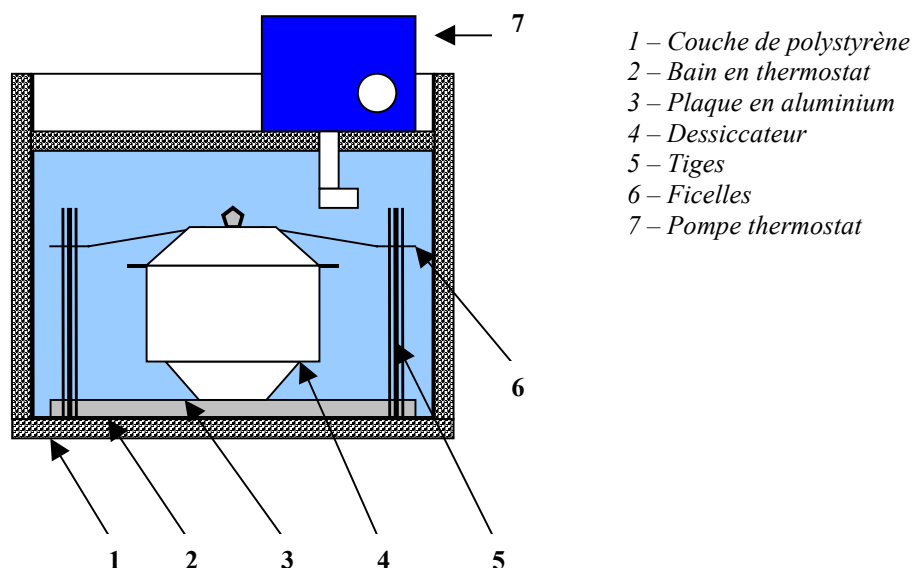
## II.2.2 Techniques de contrôle de succion par phase vapeur à haute température

### II.2.2.1 Techniques utilisées

Ces techniques ont été utilisées pour la détermination de la courbe de rétention d'eau de la bentonite MX80 compactée à différentes températures. Un bain thermostaté a été utilisé pour imposer une température de 40 °C et une étuve a été mobilisée pour imposer des températures de 60 °C et de 80 °C. La mise en place des échantillons dans le dessiccateur est présentée sur la Figure II-4. Trois coupelles contenant trois pastilles de bentonite sont superposées à l'aide

de trois grilles de support. Ces grilles de support maintiennent les coupelles au-dessus de la solution saline saturée qui se trouve au fond du dessiccateur.

La Figure II-8 présente le schéma de principe des essais de rétention d'eau à 40 °C. Le dessiccateur contenant trois échantillons et une solution saline au fond est fixé sur une plaque en aluminium grâce à deux tiges et des ficelles. Cette plaque sert à immerger le dessiccateur totalement dans l'eau grâce à son poids propre. L'ensemble est installé dans un bain couvert par une couche de polystyrène. Cette couche atténue l'échange thermique entre l'eau du bain et l'air ambiant. La température du bain est contrôlée par une pompe thermostat. Le thermostat d'immersion utilisé peut maintenir la température du bain à une valeur fixée avec une fluctuation de  $\pm 0,02$  °C. Pour les essais en conditions isothermes à 60 °C et à 80 °C, les dessiccateurs ont été introduits dans une étuve à température contrôlée avec une fluctuation de  $\pm 0,1$  °C.



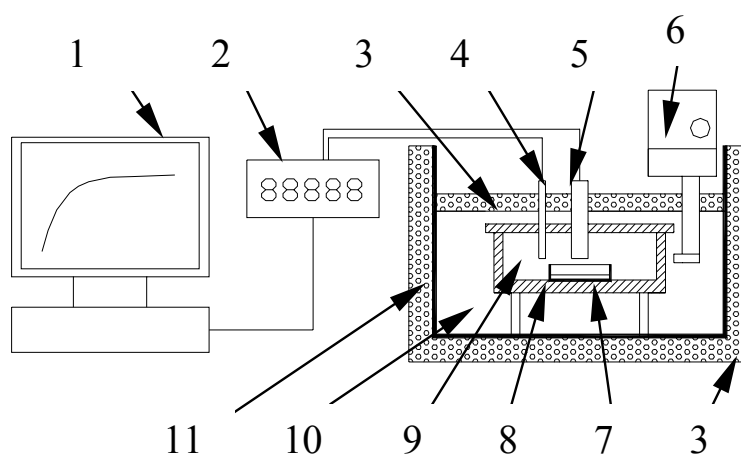
*Figure II-8. Contrôle de succion par phase vapeur à 40 °C.*

### II.2.2.2 Étalonnage de la succion générée par les solutions salines à différentes températures

La méthode de contrôle de succion par phase vapeur est souvent utilisée pour les essais réalisés sur la bentonite compactée à cause de la haute activité de ce matériau. Dans le présent travail, cette méthode est appliquée aux essais à haute température, jusqu'à 80 °C. Le but du travail d'étalonnage est d'estimer la succion générée par les solutions salines à différentes températures. Le dispositif utilisé pour la détermination de HR et de la température est un hygromètre de précision. Un nouveau système avec une boîte hermétique métallique contenant la solution saline a été développé.

## II.2.2.2.1 Présentation du système d'étalonnage

Le système expérimental qui sert à étalonner HR généré par la solution saline à différentes températures est présenté sur la Figure II-9. Une coupelle contenant la solution saline saturée est placée au fond d'une boîte métallique hermétique. Cette boîte est immergée totalement dans l'eau d'un bain thermostaté. Le bain et la surface d'eau sont couverts par une couche polystyrène pour empêcher l'échange de chaleur entre l'eau et l'air ambiant. La pompe thermostat sert à contrôler et à maintenir la température à des valeurs voulues. La fluctuation de la température d'eau dans le bain est de  $\pm 0,02$  °C. Deux sondes de l'hygromètre sont introduites dans la boîte, l'une sert à mesurer la température de l'air dans la boîte et l'autre sert à mesurer la température du point de rosée.



- |   |  |
|---|--|
| 1- Système d'acquisition                  | 6- Pompe thermostat                      |
| 2- Hygromètre M2                          | 7- Coupelle contenant la solution saline |
| 3- Polystyrène                            | 8- Boîte métallique                      |
| 4- Sonde de température ambiante          | 9- Air humide                            |
| 5- Sonde de température du point de rosée | 10- Eau                                  |
|   | 11- Bac plastique                        |

**Figure II-9. Système expérimental pour la détermination de HR généré par la solution saline saturée à différentes températures.**

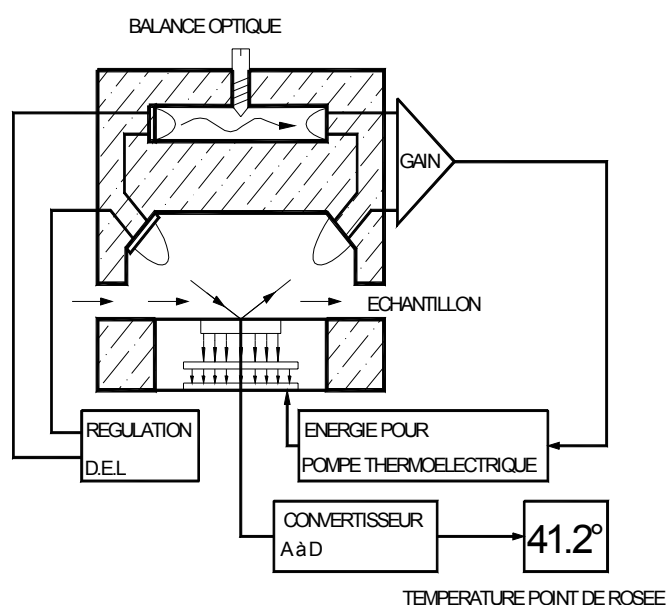
L'humidité relative (*HR*) est calculée selon la relation suivante, d'après Wasmer (1988) :

$$HR = \frac{P_{T_{dp}}}{P_{T_a}} \times 100\% = \frac{A \exp\left(B \frac{T_{dp}}{T_{dp} + C}\right)}{A \exp\left(B \frac{T_a}{T_a + C}\right)} \times 100\% \quad [II-1]$$

où A, B et C sont des constantes à pression atmosphérique, A = 6,1078 ; B = 17,2694 ; C = 238,3 ;  $P_{T_{dp}}, P_{T_a}$  sont les pressions de vapeur d'eau saturé à la température du point de rosée et à la température ambiante.



La partie la plus importante du système est la sonde de température du point de rosée dont le schéma est présenté sur la Figure II-10. Des détecteurs optiques sont installés sur un pont de circuit électrique qui contrôle le courant d'une pompe thermoélectrique. Cette pompe thermoélectrique peut régler la température du miroir en fonction de son courant. Au début, lorsque le miroir est sec, la pompe refroidit le miroir vers la température du point de rosée. Lorsque la rosée commence à se former sur le miroir, la réflectivité du miroir décroît. Cette décroissance, détectée par les détecteurs optiques, entraîne ensuite une baisse du courant de la pompe thermoélectrique et ralentit ainsi le refroidissement du miroir. Le système se stabilise quand une couche fine d'eau condensée est maintenue sur la surface du miroir. Un thermomètre à précision intégré dans le miroir mesure directement la température du miroir. Cette température est égale à la température du point de rosée. Les spécifications de la sonde du point de rosée sont résumées dans le Tableau II-5.



**Figure II-10. Principe de la détection de point de rosée de l'hygromètre M2.**

En pratique, lorsqu'une solution saline saturée est chauffée, comme la solubilité du sel augmente avec l'augmentation de la température, la quantité des cristaux décroît. Le but de la préparation de la solution est d'assurer que la teneur en eau varie dans la marge acceptable pendant l'étalonnage pour que la solution reste toujours saturée. C'est ainsi que toutes les solutions saturées ont été préparées à la température maximale de l'étalonnage (60 °C). Elles ont été ensuite laissées refroidir et brassées pour faire disparaître les cristaux en surface créés pendant le refroidissement. Avec cette préparation, on s'est assuré que la solution reste saturée tout au long de l'étalonnage.

**Tableau II-5. Spécifications de la sonde du point de rosée.**

Spécification	Valeur
Plage de mesure de HR	De 0% à 100%
Plage de mesure du point de rosée	De -40 °C à +60 °C
Précision (le système total à 25 °C)	
- Point de rosée	±0,2 °C
- Température ambiante	±0,2 °C
- HR à 40%	±0,5 % nominal
- HR à 95%	±1,25 % nominal
Hystérésis	Non

#### II.2.2.2.2 Résultats d'étalonnage des solutions salines saturées

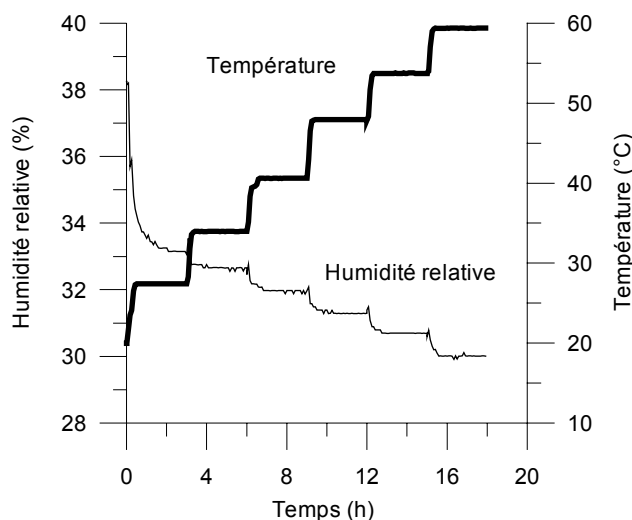
Cinq solutions salines saturées ont été testées dans ce travail :  $\text{MgCl}_2$ ,  $\text{Mg}(\text{NO}_3)_2$ ,  $\text{NaNO}_3$ ,  $\text{NaCl}$  et  $\text{KCl}$ . Premièrement, après l'installation du système d'étalonnage, la pompe thermostat a été mise en marche pour maintenir la température du bain à une valeur légèrement supérieure à celle ambiante, 20 °C. Après la stabilisation initiale de la température et de HR, la pompe a été réglée pour chauffer le bain par palier de 7 °C. Ensuite, lorsque la température et HR se sont stabilisés aux nouvelles valeurs, cette procédure d'échauffement a été répétée jusqu'à 60 °C qui était la température limite de l'hygromètre. Les variations de la température et de HR mesurées par les sondes sont présentées sur les figures.

Les résultats enregistrés avec la solution  $\text{MgCl}_2$  sont présentés sur la Figure II-11. Après chaque réglage de la pompe thermostat, la température dans l'enceinte de la boîte s'est élevée rapidement et s'est stabilisée après une demi-heure. HR a diminué avec l'augmentation de la température. Le temps nécessaire pour que HR se stabilise était de moins de deux heures après chaque réglage.

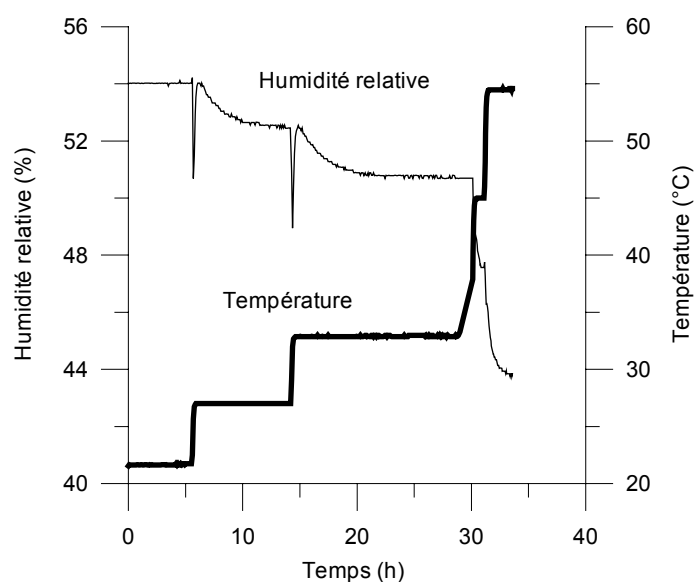
Pour les résultats de la solution  $\text{Mg}(\text{NO}_3)_2$ , présentés sur la Figure II-12, la température a atteint la stabilisation rapidement comme dans le cas de la solution  $\text{MgCl}_2$ . Le temps pour que HR atteigne la stabilisation était pourtant plus long, près de cinq heures. En fait, la variation de HR à chaque incrément de température, de 2%, était plus importante que celle de la solution de  $\text{MgCl}_2$ . Toutefois, dans le cas de la solution de  $\text{NaNO}_3$ , dont les résultats sont présentés sur la Figure II-13, une durée plus courte, de moins de trois heures, était nécessaire pour une variation de 2 %.

La Figure II-14 montre les résultats obtenus avec la solution  $\text{NaCl}$ . L'effet de la température sur HR était très faible. Après la stabilisation initiale, chaque augmentation de température a entraîné une légère augmentation de HR. Cette tendance est contraire à celle que les autres solutions ont montrée. La variation de HR de la solution  $\text{KCl}$ , montrée sur la Figure II-15,

était aussi rapide que celle de la solution  $\text{NaNO}_3$ , moins de trois heures pour une variation de 2 %.

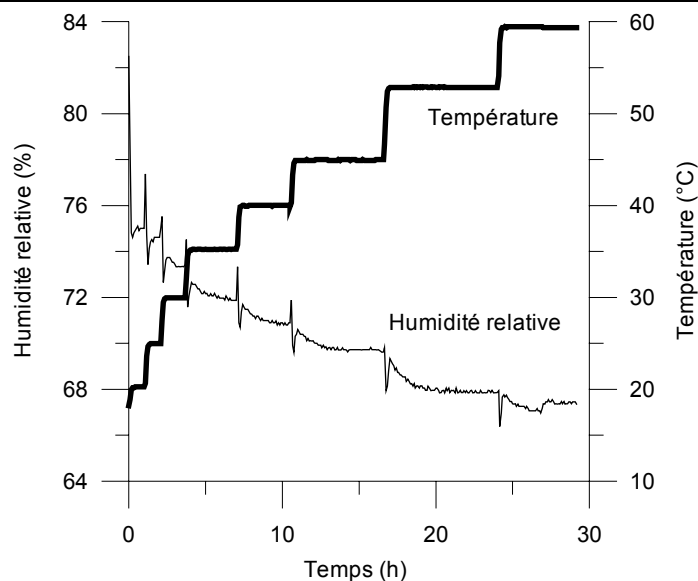


**Figure II-11. Variations de température et d'humidité relative, solution saturée de  $\text{MgCl}_2$ .**

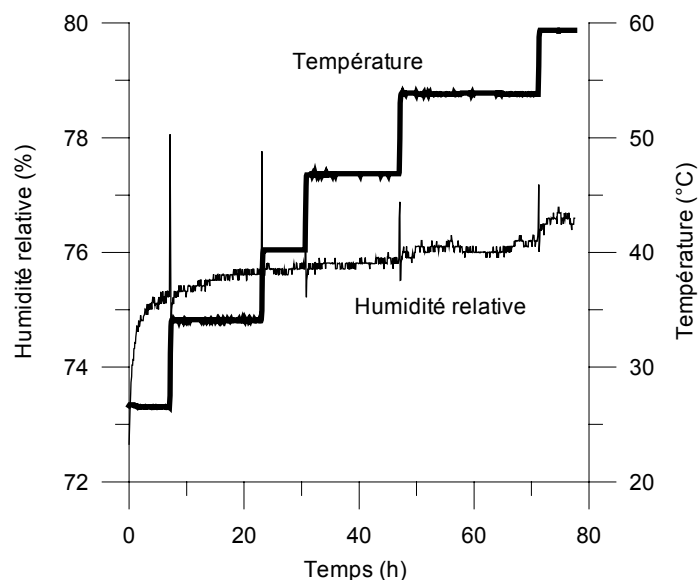


**Figure II-12. Variation de température et d'humidité relative, solution saturée de  $\text{Mg}(\text{NO}_3)_2$ .**

Les observations sur les variations de la température et de HR des solutions salines saturées ont montré que HR a atteint une valeur stable lorsque la température a été stable. De plus, HR était fonction de la température. La relation entre la température ambiante et HR engendré par les solutions salines saturées sont résumées sur la Figure II-16. Sur cette figure, les résultats de ce travail sont regroupés avec ceux de Schneider (1960) et ceux présentés par Multon et al. (1991). La comparaison entre les résultats de différents travaux a montré une bonne concordance entre eux. Ces résultats ont montré aussi que les relations entre HR et la température de diverses solutions n'étaient pas identiques.



**Figure II-13.** Variation de température et d'humidité relative, solution saturée de  $\text{NaNO}_3$ .



**Figure II-14.** Variation de température et d'humidité relative, solution saturée de  $\text{NaCl}$ .

Les résultats montrent que le temps pour que la succion dans l'enceinte atteigne la valeur finale après un changement de température est de l'ordre de quelques heures. De plus, la concordance entre les valeurs mesurées et les valeurs existantes dans la littérature a montré la possibilité d'une extension des résultats à des températures supérieures à 60 °C, jusqu'à 80 °C. D'autre part, la fluctuation de HR dans ce système était négligeable. Ces conclusions ont permis le développement de nouveaux dispositifs pour les essais mécaniques à succion et à température contrôlées en utilisant les mêmes principes.

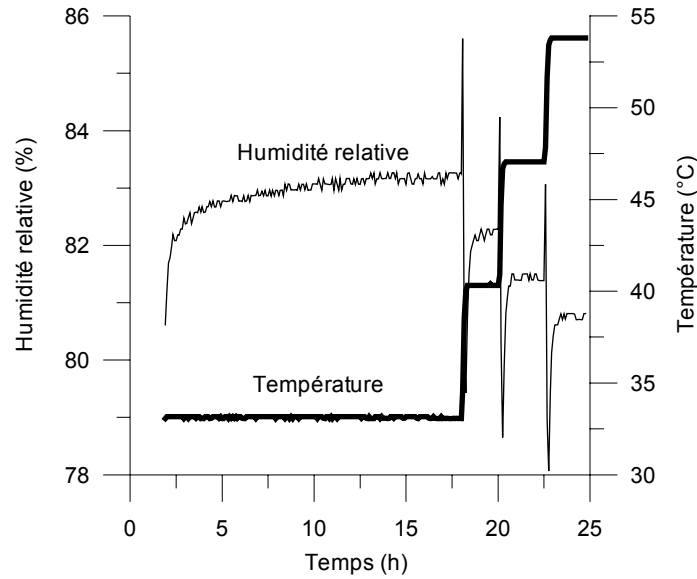


Figure II-15. Variation de température et d'humidité relative, solution saturée de KCl.

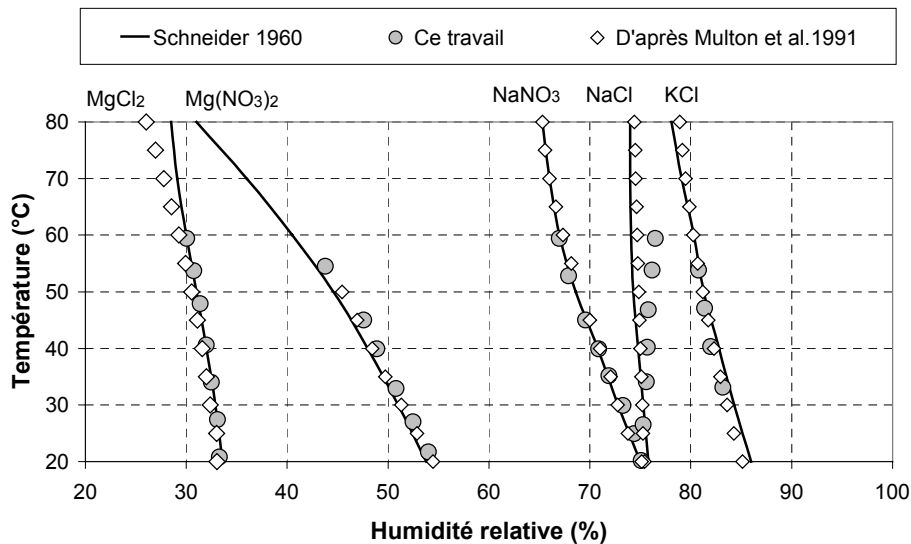


Figure II-16. Relation entre l'humidité relative et la température pour les solutions salines saturées.

La succion imposée sur le sol peut être calculée à l'aide de la loi de Kelvin :

$$s = -\frac{\rho_w RT}{M_w} \ln\left(\frac{HR\%}{100}\right) \quad [II-2]$$

où

$s$  est la succion imposée (kPa)

$R$  est la constante universelle des gaz ( $R = 8,31432 \text{ J/molK}$ )

$T$  est la température absolue ( $T = 273,16 + t$ )

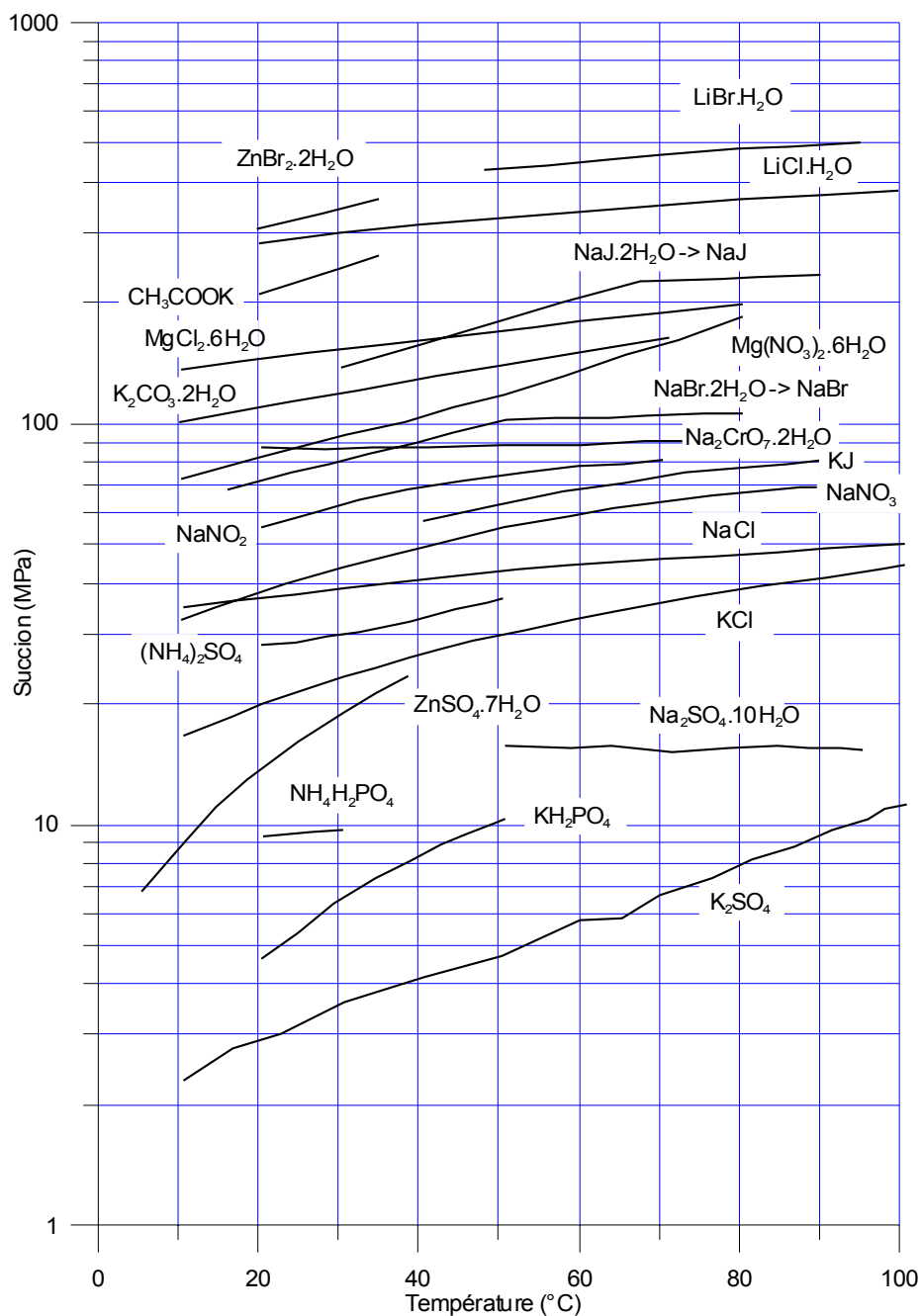
$t$  est la température en degré Celsius (°C)

$M_w$  est la masse moléculaire de la vapeur d'eau ( $M_w = 18,016 \text{ g/mol}$ )

$\rho_w$  est la masse volumique de l'eau ( $\text{kg/m}^3$ ). Selon Incropera et De Witt (1996), avec  $T = [273,16^\circ\text{K}; 265^\circ\text{K}]$ ,

$$\rho_w = 1 \times 10^{-10} \times T^6 - 2 \times 10^{-7} \times T^5 + 2 \times 10^{-4} \times T^4 - 0,085 \times T^3 + 20,26 \times T^2 - 2565 \times T + 135464 \quad (\text{kg/m}^3)$$

Avec la loi de Kelvin, la succion engendrée par chaque solution saline saturée a été calculée pour différentes températures. La succion présentée sur la Figure II-17 a été calculée à partir des résultats obtenus par Schneider (1960).

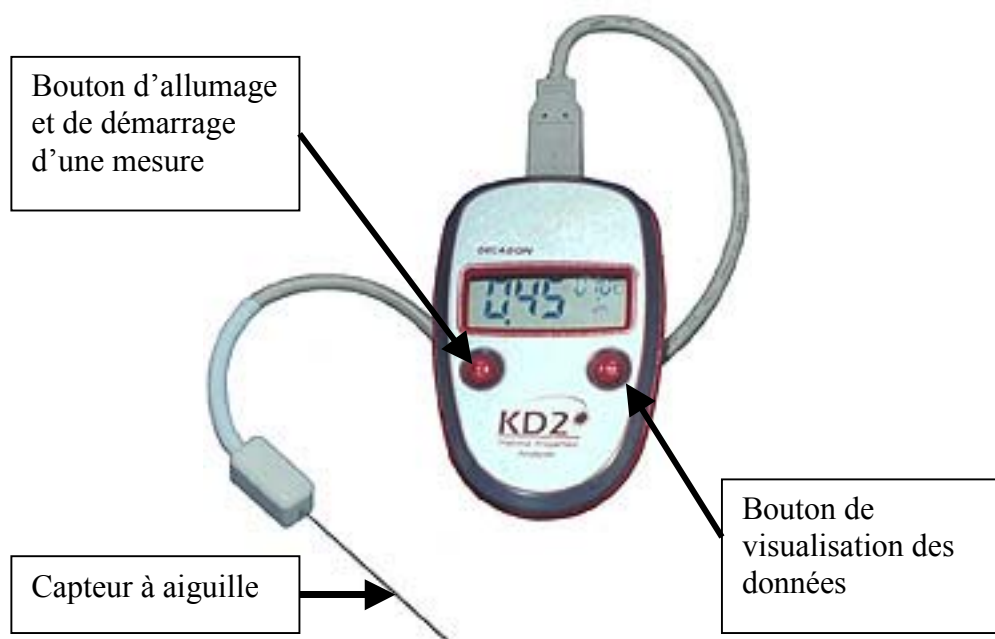


**Figure II-17. Relation entre les succions générées par les solutions salines saturées et la température.**

## II.3 Technique de mesure de conductivité thermique

### II.3.1 Présentation de l'appareil KD2 :

L'appareil KD2, utilisé dans ce travail, est un instrument qui permet de mesurer les propriétés thermiques des matériaux lâches (sols mous, fruits, poudre, etc.). Il est composé d'un boîtier de lecture et d'une sonde en forme d'une aiguille qui est insérée dans le milieu étudié à chaque mesure (Figure II-18).



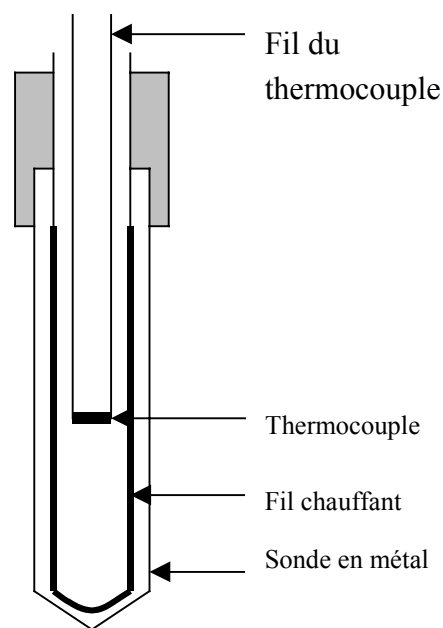
*Figure II-18. Instrument pour mesurer la conductivité thermique du sol.*

Les spécifications de l'appareil KD2 sont résumées dans le Tableau II-6. La mesure des propriétés thermiques est très rapide, deux minutes. La précision de la mesure de conductivité thermique est de 5%. Cette précision rend la mesure très fiable. La gamme de mesure de la conductivité thermique, de 0,02 W/mK à 2 W/mK, est applicable à la mesure de la bentonite compactée, de 0,4 W/mK à 1,6 W/mK selon les valeurs trouvées dans la littérature.

Le schéma de principe du capteur à aiguille de l'appareil KD2 est présenté sur la Figure II-19. L'aiguille se compose d'une thermistance et d'un élément chauffant. Pour mesurer les propriétés thermiques d'un milieu, l'aiguille est d'abord insérée dans le milieu. Au début de la mesure, le micro-contrôleur attend 90 seconds pour que la température soit homogène. Ensuite, l'élément chauffant, dont la résistance électrique est connue, est traversé par un courant électrique de valeur connue. Le microprocesseur calcule ensuite la puissance fournie à l'élément chauffant. La thermistance sert à mesurer la variation de température pendant les 30 seconds de chauffage. Les paramètres thermiques du milieu sont calculés en utilisant les données de variations de température en fonction du temps.

**Tableau II-6. Spécifications de l'appareil KD2.**

Spécification	Valeur
Durée de la mesure	2 minutes
Précision	5% sur la conductivité et la résistivité thermique ; 10% sur la diffusivité thermique
Température de fonctionnement	5 °C à 40 °C
Gamme de mesure	K (conductivité thermique) 0,02 à 2 W/mK ; D (diffusivité thermique) 0,1 à 1,0 mm <sup>2</sup> /s ; R (résistivité thermique) 0,5 à 10 mK/W.
Capteur	Aiguille de 60 mm de long et 1,2 mm de diamètre ;

**Figure II-19. Schéma de principe du capteur à aiguille.**

### II.3.2 Théorie de la mesure de la conductivité thermique par l'appareil KD2

Le principe de cette méthode est de calculer la conductivité thermique (K), la diffusivité thermique (D) et la résistivité thermique (R) par l'analyse de la dissipation de chaleur depuis une source de chaleur linéaire soumise à un voltage connu.

L'équation pour la conduction radiale de la chaleur dans un milieu homogène, isotrope est la suivante :

$$\frac{\partial T}{\partial t} = D \left( \frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + r^{-1} \frac{\partial T}{\partial r} \right) \quad [II-3]$$

où  $T$  est la température (K),  $t$  est le temps (s),  $D$  est la diffusivité thermique (m<sup>2</sup>/s), et  $r$  est la distance radiale (m).



Lorsque la source de chaleur linéaire est introduite dans le milieu, l'augmentation de la température, depuis une température initiale  $T_0$ , à une distance  $r$  depuis l'axe de la source est :

$$\Delta T = T - T_0 = \left( \frac{q}{4\pi K} \right) Ei \left( \frac{-r^2}{4Dt} \right) \quad [II-4]$$

Dans cette formule,  $q$  est la chaleur produite sur une longueur unitaire dans un temps unitaire (W/m),  $K$  est la conductivité thermique du milieu (W/mK), et  $Ei$  est la fonction intégrale exponentielle :

$$-Ei\left(-\frac{r^2}{4Dt}\right) = \int_a^\infty \left(\frac{1}{u}\right) \exp(-u) du = -\gamma - \ln\left(\frac{r^2}{4Dt}\right) + \frac{r}{4Dt} - \left(\frac{r^2}{8Dt}\right)^2 + \dots$$

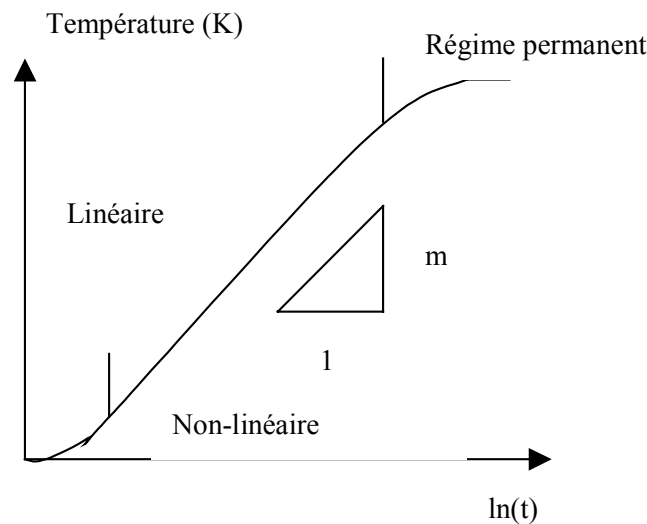
avec  $\gamma$  la constante d'Euler ( $\gamma = 0,5772$ ).

Lorsque  $t$  est assez grand, par approximation, on a :

$$\Delta T = T - T_0 = \frac{q}{4\pi K} \left( \ln(t) - \gamma - \ln\left(\frac{r^2}{4D}\right) \right)$$

Cette équation montre que la relation entre  $\Delta T$  et  $\ln(t)$  est linéaire avec une pente :  $m = q / 4\pi K$ . La pente  $m$ , tracée sur le graphe  $T$  en fonction de  $\ln(t)$  (Figure II-20), permet de calculer la conductivité thermique par la formule suivante :

$$K = q / 4\pi m \quad [II-5]$$



**Figure II-20. Résultat expérimental sur la variation de la température du thermocouple dans le temps.**

Les hypothèses utilisées dans cette théorie sont les suivantes :

- la sonde est une source de chaleur infiniment longue ;
- le milieu est isotrope et homogène ;
- la température initiale,  $T_0$ , est uniforme.

### II.3.3 Procédure expérimentale

- Préparation d'échantillon : l'échantillon compacté utilisé pour la mesure de conductivité thermique a une dimension de 70 mm de hauteur et de 50 mm de diamètre. Avant la mesure, il est d'abord protégé par une couche de scotch qui le renforce et le protège des échanges d'eau avec l'environnement.
- Perçage : un trou de diamètre de 1,2 mm et de profondeur de 60 mm est créé au milieu de l'échantillon compacté à l'aide d'une perceuse.
- Installation de la sonde dans l'échantillon : avant l'insertion de la sonde dans l'échantillon, une couche de pâte d'argent est étalée sur la surface de la sonde. Ensuite, la sonde est insérée soigneusement dans le trou préperforé.
- Mesure : après l'installation de la sonde, la mesure est démarrée. La valeur de conductivité thermique est affichée directement sur l'écran de l'appareil.

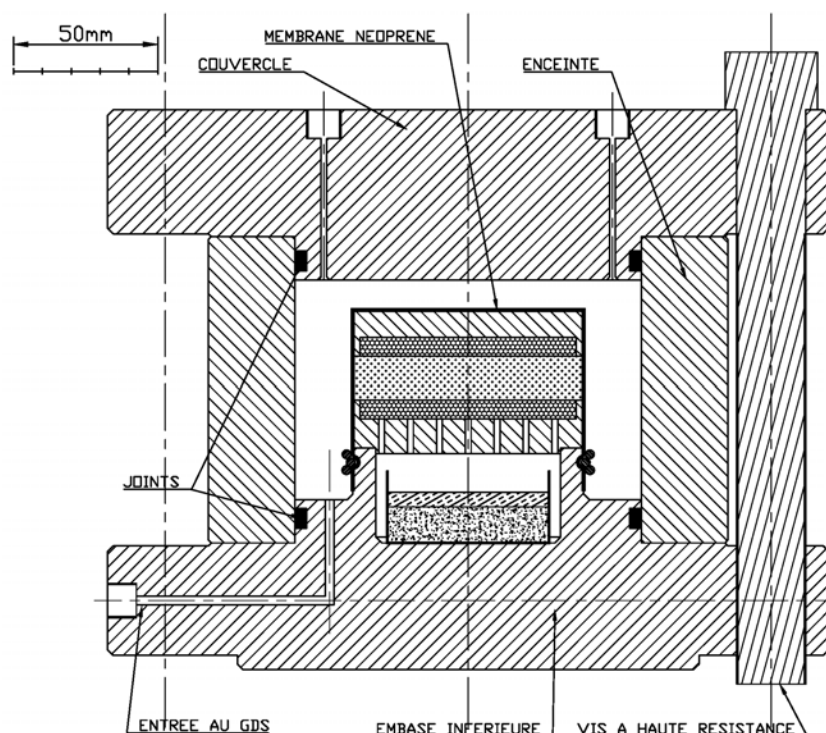
## II.4 Dispositifs expérimentaux pour étudier le comportement thermo-mécanique de la bentonite compactée non saturée

### II.4.1 Description du système de compression isotrope

Une nouvelle cellule de compression isotrope a été développée. La description de cette cellule est présentée sur la Figure II-21 et la Figure II-22. La cellule se compose d'une embase inférieure, d'un couvercle et d'une enceinte qui sont assemblés par six vis à haute résistance (Figure II-21). Cette cellule, remplie d'eau, est connectée à un GDS. La pression d'eau dans la cellule peut être contrôlée par le GDS. Cette pression s'applique sur l'échantillon du sol au travers d'une membrane néoprène. L'épaisseur de cette membrane est de 1,2 mm qui est suffisante pour tenir toutes les sollicitations éventuelles de la cellule (pression maximale de 60 MPa, température maximale de 90 °C). Deux joints toriques sont ajoutés aux contacts entre l'enceinte, l'embase et le couvercle pour assurer une étanchéité parfaite de la cellule sous la pression d'eau de 100 kPa à 60 MPa.

La Figure II-22 présente d'autres détails de la cellule. Sur le couvercle, il y a deux sorties. L'une sert à installer une vanne de sécurité qui s'ouvre automatiquement lorsque la pression dans la cellule dépasse 100 MPa ; l'autre est utilisée pour purger l'air dans la cellule lors du remplissage d'eau. Pour la mesure de température dans la cellule, une sonde de température de type PT100 est introduite. Cette sonde est protégée par une manche métallique. Un joint

torique est aussi installé entre la manche et l'embase inférieure pour assurer l'étanchéité du système. Une sortie du câble de la sonde de température est prévue dans cette embase. Sur l'embase inférieure, à part l'entrée au GDS et la sortie du câble de la sonde de température, deux sorties d'air sont percées dont une peut être vue sur la Figure II-22. A part les contacts où se trouvent les joints, l'eau dans la cellule peut traverser par-dessous de la membrane et entre ensuite dans le sol. Pour éviter cette fuite, trois joints toriques, nommés dans la figure « joints de renforcement », sont ajoutés pour plaquer la membrane sur l'embase inférieure.

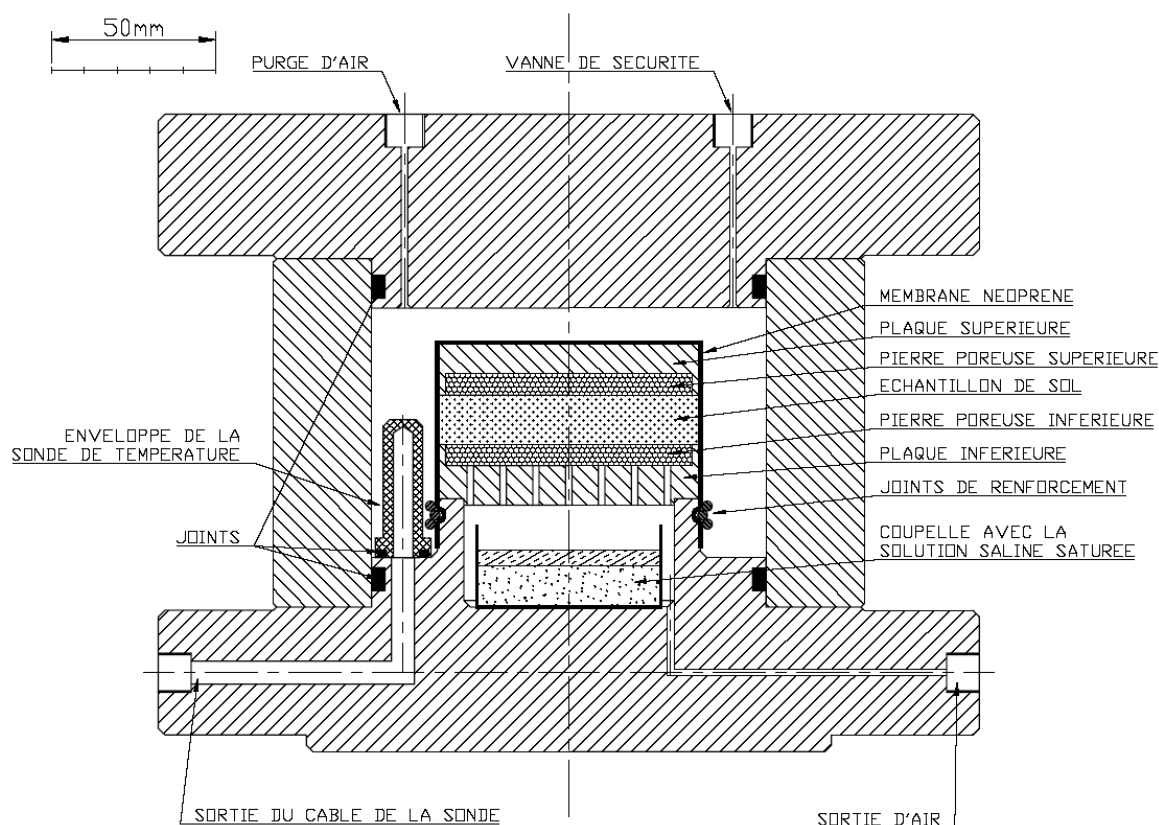


**Figure II-21. Cellule de compression isotrope thermique. Système de contrôle de pression et de volume.**

L'éprouvette de sol est placée entre les deux pierres poreuses. Chaque pierre poreuse est insérée dans une plaque métallique. Plusieurs trous de diamètre de 2,0 mm ont été percés sur la plaque inférieure avec des espacements de 7 mm. Grâce à ces trous, l'air dans le sol est en contact avec l'air dans l'espace en dessous de la plaque inférieure. Dans cet espace, une coupelle contenant une solution saline saturée est placée. Cette solution impose une humidité relative connue dans l'enceinte de cet espace. Avec cette installation, l'humidité relative de l'air dans le sol (ou bien la succion du sol) peut être contrôlée durant l'essai.

Le système complet d'un poste d'essai de compression isotrope thermique est présenté sur la Figure II-23. La cellule isotrope thermique est immergée dans le bain à température contrôlée. La température de ce bain est imposée par la pompe thermostat. Avec cette pompe, on peut imposer une température dans le bain de 25 °C jusqu'à 90 °C avec une fluctuation de  $\pm 0,1$  °C. Ce bain est protégé par une couche polystyrène qui sert à réduire le transfert de chaleur entre l'eau et l'air ambiant. Le câble de la sonde de température est connecté directement au

système d'acquisition. La sortie d'air de la cellule est laissée ouverte. Cette installation permet de s'assurer que la pression d'air dans l'espace en dessous de la plaque inférieure est toujours égale à la pression atmosphérique. Une partie du tuyau à haute pression connectant le GDS à la cellule est immergée dans le bain de refroidissement. Ce bain, maintenu toujours à 25 °C, permet de s'assurer que l'eau entrant dans le GDS lors de l'échauffement de la cellule est refroidie à 25 °C. Un programme d'acquisition a été établi pour enregistrer la température de la cellule, la pression du GDS et la variation du volume d'eau dans le GDS au cours du temps.



**Figure II-22. Cellule de compression isotrope thermique. Système de contrôle de succion et de température.**

Dans ce travail, deux types de GDS ont été utilisés : GDS à basse pression (3 MPa maximale) et GDS à haute pression (64 MPa maximale). Le capteur de pression intégré dans le GDS à basse pression permet de déterminer la pression dans le GDS avec une précision de  $\pm 2$  kPa (Tableau II-7). Par contre, la résolution en pression du GDS à haute pression est de  $\pm 15$  kPa (Tableau II-8). Pour cette raison, il est préférable d'utiliser le GDS à basse pression pour les chargements de moins de 3 MPa et d'utiliser l'autre pour des hautes pressions.

Les essais de compression isotrope à la température ambiante (20 °C) ont été réalisés dans une autre cellule dont le schéma est présenté sur la Figure II-24. Le système de contrôle de pression et de suivi de volume est identique à celui des cellules isotropes thermiques. La différence se trouve au niveau du système de contrôle de succion, sur l'embase inférieure et la plaque inférieure. Deux sorties d'air sont installées dans l'embase inférieure permettant une

circulation d'air en dessous de la pierre poreuse inférieure. Dans cette cellule, la sonde de température n'a pas été installée.

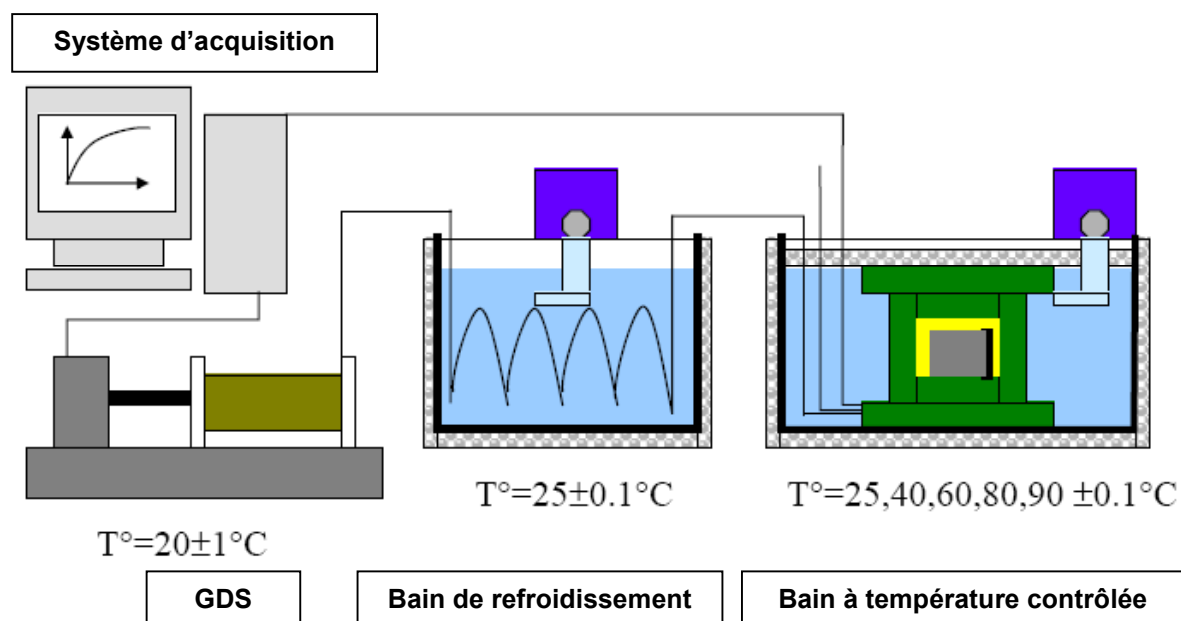


Figure II-23. Poste d'essai de compression isotrope thermique.

Tableau II-7. Spécifications du GDS à basse pression.

Spécification	GDS basse pression
Gamme de pression :	3 MPa
Capacité volumétrique :	200 000 mm <sup>3</sup>
Résolution en pression/volume	2 kPa / 1 mm <sup>3</sup>
Commande	Par clavier et afficheur LCD (ou interface RS-232 pour le pilotage et le transfert des paramètres)

Tableau II-8. Spécifications du GDS à haute pression.

Spécification	GDS haute pression
Gamme de pression :	64 MPa
Capacité volumétrique :	200 000 mm <sup>3</sup>
Résolution en pression/volume	15 kPa/1 mm <sup>3</sup>
Tolérance de pression	Erreur caractéristique : 64 kPa + 0,05% valeur mesurée Erreur environnementale : 0,025%/°C valeur mesurée
Tolérance de volume	Erreur caractéristique : 0,25% valeur mesurée Erreur environnementale : 0,02%/°C + 0,2%/MPa volume d'eau dans le cylindre.
Commande	Par clavier et afficheur LCD (ou interface IEEE-488 pour le pilotage et le transfert des paramètres)

Le schéma de principe du poste d'essai de compression isotrope à la température ambiante est présenté sur la Figure II-25. La cellule est connectée à un GDS qui permet d'imposer une pression sur l'échantillon et de suivre la variation volumique du liquide dans le GDS. Les valeurs de la pression et de la variation de volume sont enregistrées dans le temps grâce au

système d'acquisition. La succion du sol dans la cellule est imposée grâce à une circulation d'air traversant la pierre poreuse inférieure. L'humidité relative d'air est imposée par la solution saline saturée dans la bouteille se trouvant dans la circulation d'air grâce au principe de contrôle de succion par phase vapeur. Tout le système du poste est installé dans une salle climatisée avec une température maintenue à  $20 \pm 1$  °C.

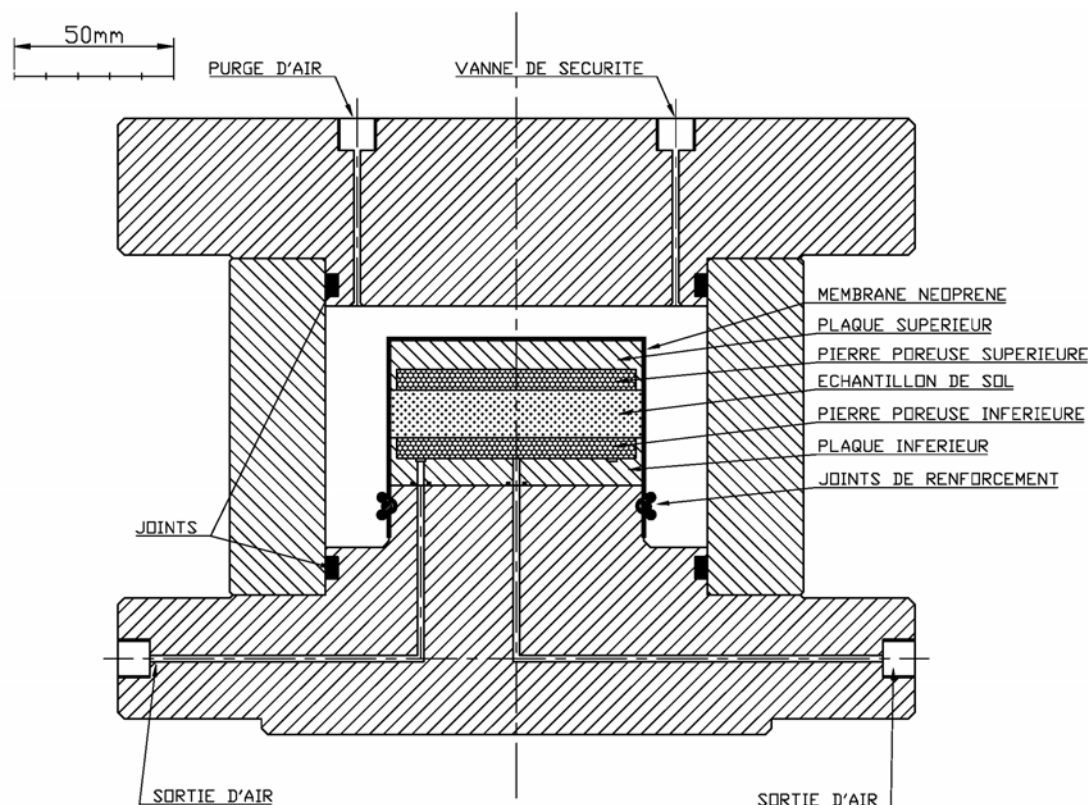
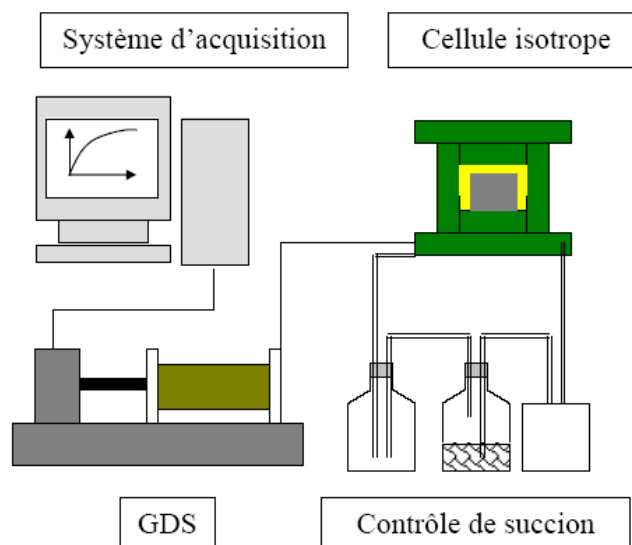


Figure II-24. Cellule de compression isotrope à la température ambiante.

#### II.4.2 Étalonnage du système de compression isotrope

Dans ce système, la variation du volume de l'échantillon sous des sollicitations thermiques et mécaniques est mesurée indirectement par la variation du volume d'eau dans le GDS. En fait, la variation du volume d'eau du GDS est la totalité de la variation de l'échantillon, de la cellule, des tuyaux, etc., et fonction de la pression et de la température. Donc, pour déterminer la variation volumique de l'échantillon en fonction de la température et de la pression, il est nécessaire de réaliser des essais d'étalonnage. Le but est de déterminer la variation volumique du système sous sollicitations thermiques et mécaniques.

Pour atteindre ce but, un échantillon métallique ayant la même dimension que celui en sol (80 mm de diamètre et 15 mm de hauteur) est placé dans la cellule. Les déformations de cet échantillon métallique sous chargements thermique et mécanique sont supposées négligeables par rapport à celles de l'échantillon de sol. L'étalonnage est réalisé en suivant les chemins de chargement que le sol subira.



**Figure II-25. Poste d'essai de compression isotrope à la température ambiante.**

Trois postes d'essai de compression isotrope thermique numérotés de 1 à 3 et un poste, numéro 4, qui est le poste d'essai de compression isotrope à la température ambiante, ont été utilisés. Le Tableau II-9 présente le programme d'essais d'étalonnage réalisé sur les cellules de compression isotrope. Neuf essais d'étalonnage ont été réalisés sur les quatre postes d'essais. Ces essais ont été réalisés selon différents chemins de chargement mécanique et thermique. Les chargements et déchargements mécaniques ont été effectués par palier. Pour le chargement, la pression du GDS est montée par palier successivement de 0,1 ; 0,2 ; 0,5 ; 1 ; 2 ; 5 ; 10 ; 20 ; et 50 MPa. Au déchargement, la pression du GDS est diminuée par palier de 50 ; 20 ; 10 ; 5 ; 2 ; 1 ; 0,5 ; 0,2 ; et 0,1 MPa. Les cycles d'échauffement/refroidissement ont été aussi réalisés par palier grâce au réglage de la pompe thermostat.

#### **II.4.2.1 Variation volumique sous chargement thermique à pression constante**

La Figure II-26 présente les premières données obtenues avec l'essai d'étalonnage Etal 01. Après le montage du système, la pression du GDS est fixée à 0,1 MPa. La température du thermostat est fixée à une valeur de 25 °C. Après quelques heures, le volume du GDS et la température du bain se sont stabilisés. La différence entre la température voulue (25 °C) et la température obtenue (23,7 °C) mesurée par la sonde PT100 insérée dans la cellule est due à la différence entre l'étalonnage des deux sondes de température. Seule la température de la sonde PT100 est considérée dans l'analyse.

L'échauffement de la cellule est commencé après la stabilisation initiale du système. La température du thermostat est réglée à 30°C. Les données sur le volume d'eau du GDS, la pression du GDS, la température de la salle, la température de la cellule sont enregistrées dans le temps. La variation de ces grandeurs pour ce palier d'échauffement est présentée sur la Figure II-26. Après le réglage de la température du thermostat, la température dans le bain s'est élevée. La température de la cellule a monté et s'est stabilisée à 28,8 °C après une demi-

heure. La variation du volume d'eau du GDS correspond à une dilatation thermique de l'eau dans la cellule diminuée par la dilation thermique de la cellule. Cette variation s'est aussi stabilisée lorsque la température de la cellule a atteint sa stabilisation.

**Tableau II-9. Programme d'essais d'étalonnage des cellules de compression isotrope.**

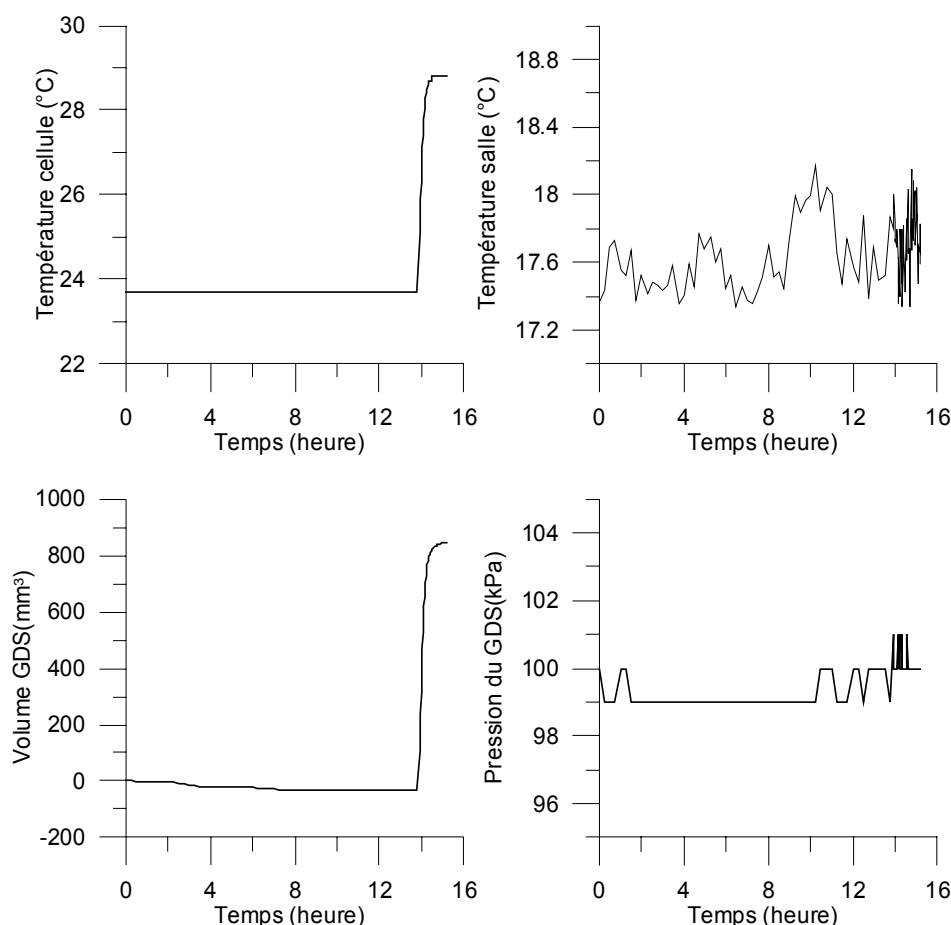
Etal.	Poste	Procédure
01	1	Cycle d'échauffement/refroidissement : 23,7 °C – 88,3 °C – 23,7 °C. (GDS basse pression, $p = 0,1$ MPa) ; Cycle chargement/déchargement : 0,1 MPa – 50 MPa – 0,1 MPa (GDS haute pression, $T = 23,7$ °C).
02	1	Cycle d'échauffement/refroidissement : 23,7 °C – 88,3 °C – 79,9 °C. (GDS haute pression, $p = 0,1$ MPa) ; Cycle chargement/déchargement : 0,1 MPa – 50 MPa – 0,1 MPa (GDS haute pression, $T = 79,9$ °C).
03	3	Cycle d'échauffement/refroidissement : 25,0 °C – 88,4 °C – 77,7 °C. (GDS basse pression, $p = 0,1$ MPa) ;
04	3	Échauffement : 25,0 °C – 80,0 °C. (GDS haute pression, $p = 0,1$ MPa) ; Cycle chargement/déchargement : 0,1 MPa – 50 MPa – 0,1 MPa (GDS haute pression, $T = 80,0$ °C).
05	2	Cycle d'échauffement/refroidissement : 25,0 °C – 91,6 °C – 60,0 °C. (GDS basse pression, $p = 0,1$ MPa) ; Cycle chargement/déchargement : 0,1 MPa – 50 MPa – 0,1 MPa (GDS haute pression, $T = 60$ °C).
06	4	Cycle chargement/déchargement : 0,1 MPa – 50 MPa – 0,1 MPa (GDS haute pression, $T = 20$ °C).
07	2	Chargement : 0,1 MPa – 2,0 MPa (GDS basse pression, $T = 25,0$ °C) ; Chargement 2,0 MPa – 5,0 MPa (GDS haute pression, $T = 25,0$ °C) ; Échauffement: 25,0 °C – 60 °C. (GDS haute pression, $p = 5,0$ MPa) ; Cycle chargement/déchargement : 5,0 MPa – 50 MPa – 0,1 MPa (GDS haute pression, $T = 60$ °C).
08	1	Chargement 0,1 MPa – 2,0 MPa (GDS basse pression, $T = 23,7$ °C).
09	1	Chargement : 0,1 MPa – 5,0 MPa (GDS haute pression, $T = 23,7$ °C) ; Cycle d'échauffement/refroidissement : 23,7 °C – 80 °C – 60 °C. (GDS haute pression, $p = 5,0$ MPa).

Comme la résolution de la pression du GDS « basse pression » est de 2 kPa (Tableau II-7), il est normal que, pour ce palier d'échauffement, la pression du GDS donnée par le capteur de pression a varié avec une fluctuation de  $\pm 1$  kPa alors que la pression du GDS a été fixée à 100kPa. D'autre part, on observe que la variation de la température dans la salle, de l'ordre de  $\pm 1,0$  °C, n'a pas engendré de fluctuation sur la variation du volume du GDS.

Après ce premier palier d'échauffement, l'éprouvette a été chauffée par palier de 10 °C sous pression constante. Chaque nouveau palier n'a été appliqué que lorsque la variation du volume du GDS a atteint la stabilisation. L'échauffement a continué jusqu'à 90 °C. Les variations du volume d'eau du GDS et de la température de la cellule pour tous les sept paliers d'échauffement sont présentées sur la Figure II-27. Pendant ces échauffements, la pression du GDS était à  $100 \pm 1$  kPa et la température de la salle était de  $17 \pm 1$  °C. Après chaque réglage de la température du thermostat, la température du bain a évolué tout de suite et s'est stabilisée

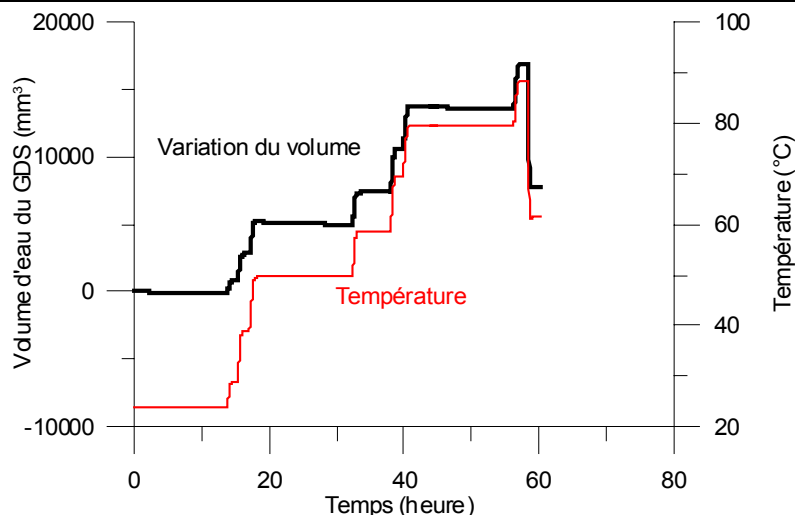


au bout de moins d'une heure. L'échauffement a engendré une augmentation du volume d'eau dans le GDS. Cette augmentation est due à la dilation thermique de l'eau dans la cellule. Le volume d'eau du GDS s'est stabilisé juste après la stabilisation de la température.

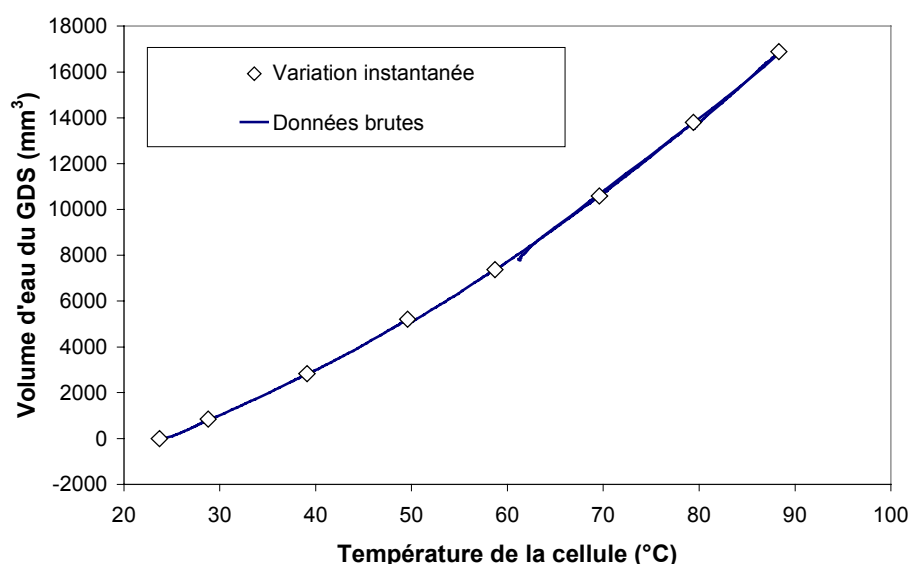


**Figure II-26. Variation du volume d'eau du GDS, de la pression du GDS, de la température de la cellule et de la température ambiante pour le palier d'échauffement de 23,7 °C à 28,8 °C. Essai d'étalonnage Etal 01 du poste 1.**

La relation entre la température et le volume du GDS pendant l'essai Etal 01 est tracée sur la Figure II-28. Sur le chemin de refroidissement de 90 °C à 60 °C, la courbe de refroidissement s'est trouvée exactement sur la courbe d'échauffement. Ce résultat prouve l'imperméabilité du système. La variation du volume du GDS ( $V_{GDS}$ ) peut être corrélée avec la température ( $T$ ) avec la formule suivante :  $V_{GDS} = 1,6833T^2 + 70,883T - 2599,1$  (mm<sup>3</sup>). Dans cette formule, la température ( $T$ ) est en °C. Cette corrélation a un coefficient de détermination ( $R^2$ ) de 0,9996. Cette valeur montre la bonne concordance entre la corrélation et les résultats expérimentaux. La fluctuation de la température dans la salle n'a apparemment pas influencé les mesures par volume du GDS.



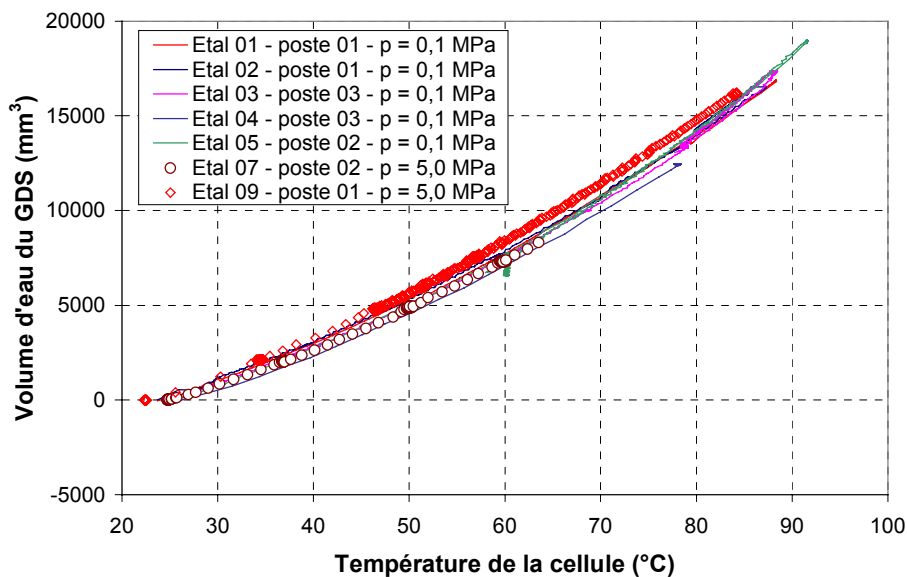
**Figure II-27.** Variation du volume du GDS et de la température de la cellule lors de l'échauffement. Essai d'étalonnage Etal 01 du poste 1.



**Figure II-28.** Variation du volume d'eau du GDS en fonction de la température de la cellule. Étalonnage Etal 01, poste 1, pression constante de 0,1 MPa.

La relation entre le volume d'eau du GDS et la température peut être déterminée par une autre méthode. Sur la Figure II-27, on observe que le volume d'eau du GDS a diminué légèrement lorsque la température était fixée à 50 °C et à 80 °C. Cette diminution est à relier à l'effet de la température ambiante qui a influencé le volume d'eau du GDS. Si l'on prend la variation du volume d'eau juste après la stabilisation de la température, cette valeur instantanée présente correctement la variation du volume d'eau sous l'effet de l'échauffement de la cellule. La somme de ces variations instantanées va donner la relation entre le volume d'eau et la température où l'effet de la température ambiante est éliminé. Sur la Figure II-28, on observe que les points déterminés par cette méthode se trouvent exactement sur la courbe des données brutes.

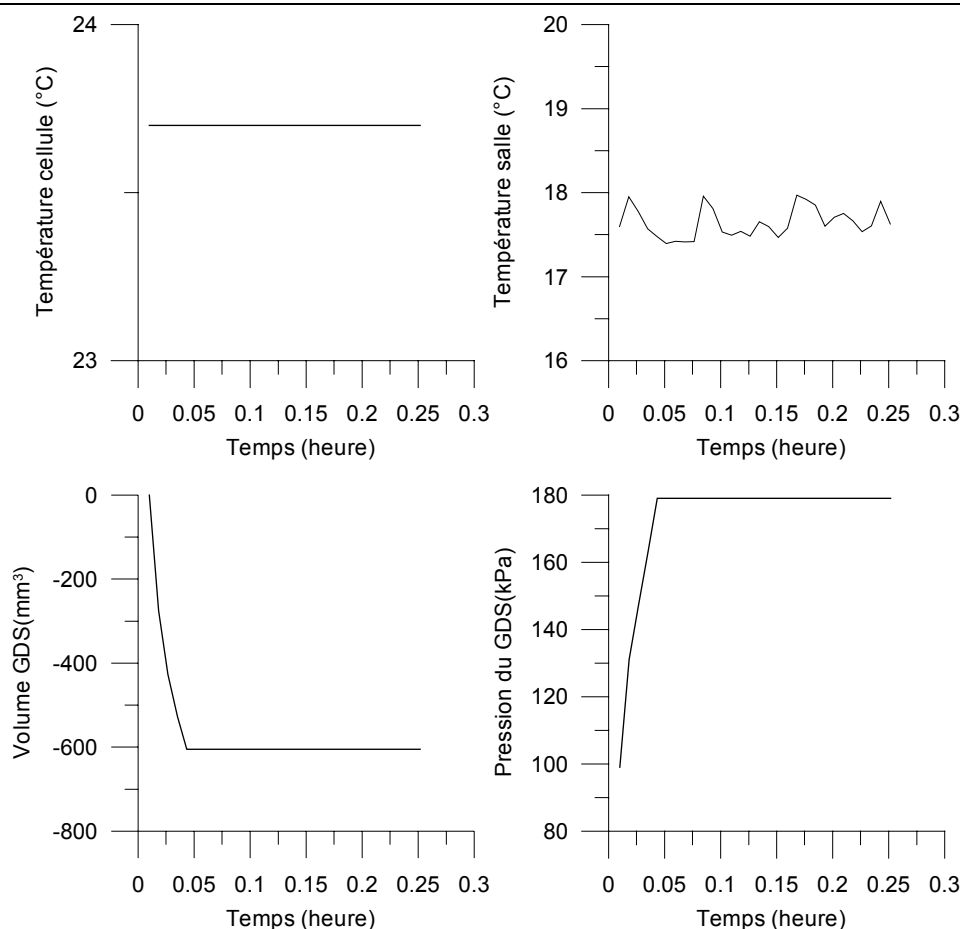
Les mêmes procédures d'étalonnage ont été effectuées sur les postes numéro 2 et 3. Les résultats des trois postes sont rassemblés sur la Figure II-29. Comme les configurations des trois postes sont similaires, la différence entre les courbes d'étalonnage est donc petite. Sur cette figure, les variations du volume d'eau du GDS sous les sollicitations thermiques à différentes pressions constantes sont aussi tracées. Les courbes obtenues sous la pression constante de 5,0 MPa sont similaires à celles à 0,1 MPa. L'effet de la pression sur le comportement volumique du système est donc très faible. En fait, comme le module de déformation volumique de l'eau est très important, la déformation volumique de l'eau dans le système est presque négligeable sous une pression comprise entre 0,1 MPa et 5,0 MPa.



**Figure II-29. Variation du volume d'eau du GDS en fonction de la température de la cellule. Étalonnage des postes de 1 à 3.**

#### II.4.2.2 Variation volumique sous chargement mécanique à température constante

Après l'échauffement dans l'essai d'étalonnage Etal 01, le GDS à basse pression a été remplacé par un GDS à haute pression. A l'état initial du cycle de chargement/déchargement, la température de la cellule était de 23,7 °C et la pression était de 0,1 MPa. La Figure II-30 présente les résultats enregistrés lors du palier de chargement de 0,1 MPa à 0,2 MPa au poste 1 à 23,7 °C dans l'essai Etal 01. La température de la cellule était maintenue constante et la température dans la salle était de 17,5±0,5 °C. Lorsque la pression du GDS a augmenté de 100 kPa à 180 kPa, le volume d'eau dans le GDS a diminué de 600 mm<sup>3</sup>. En réalité, la pression de 180 kPa n'était pas la pression ciblée (200 kPa). Ceci est à relier à la faible résolution du capteur de pression du GDS à haute pression (15 kPa) ; ce GDS n'a pas pu relever la différence entre la pression de 180 kPa et la pression de 200 kPa voulue. C'est pour cette raison, lors du chargement, le mouvement du piston a été arrêté lorsque la pression a atteint 180 kPa.

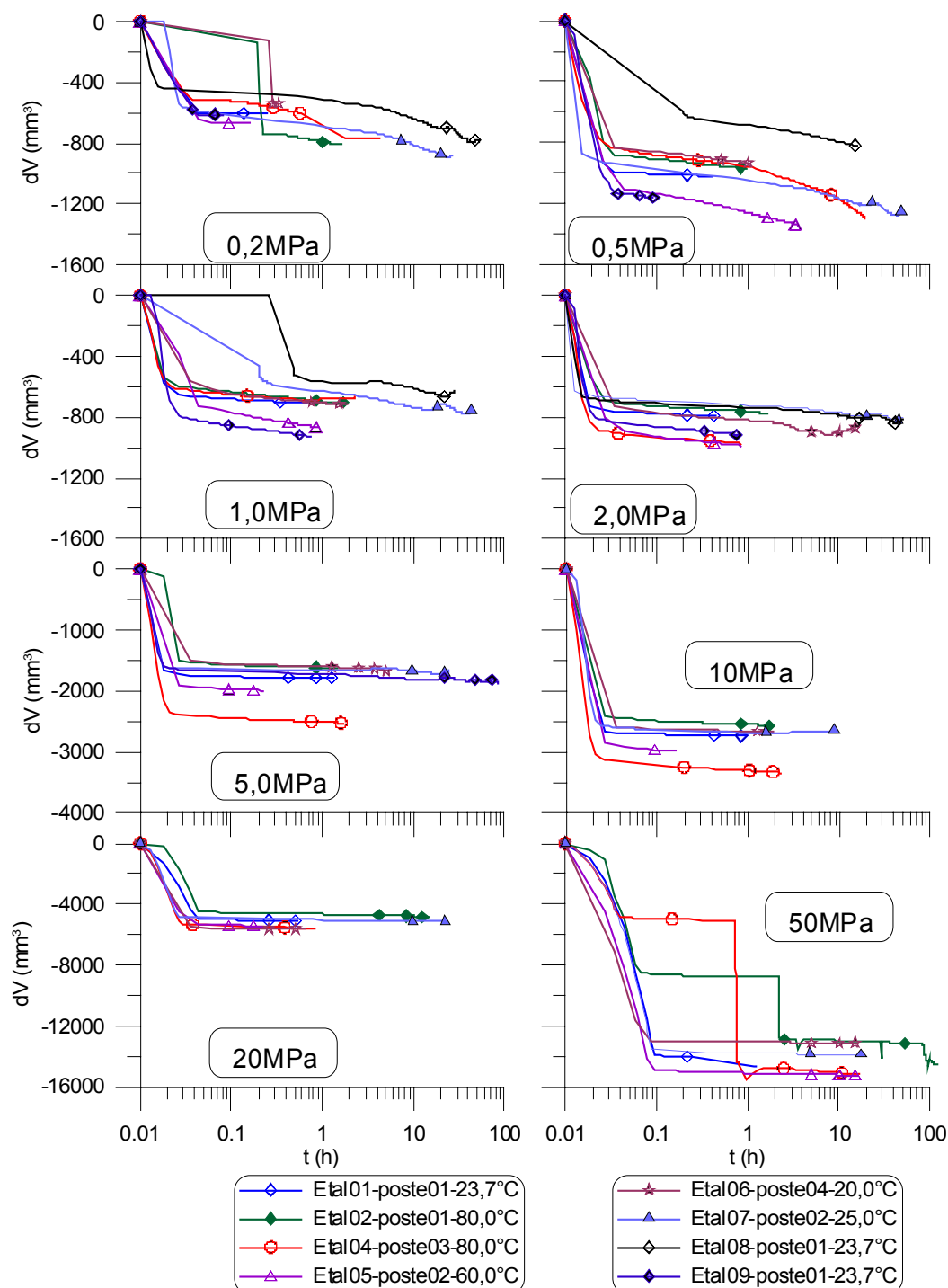


**Figure II-30. Variation du volume d'eau du GDS, de la pression du GDS, de la température de la cellule et de la température ambiante pendant le palier de chargement de 0,1 MPa à 0,2 MPa. Essai d'étalonnage Etal 01 du poste 1.**

8 essais d'étalonnage ont été réalisés aux quatre postes d'essai à différentes températures : quatre essais au poste 1 à 23,7 °C et à 80 °C, deux essais au poste 2 à 25 °C et à 60 °C, un essai au poste 3 à 80 °C et un essai au poste 4 à 20 °C. La Figure II-31 présente la variation volumique de l'eau dans le GDS pendant chaque palier de chargement. En général, le volume d'eau du GDS s'est stabilisé une heure après le chargement. On observe dans quelques cas que le volume d'eau a continué à changer légèrement après la première heure. Ces variations volumiques sont liées à la variation de la température dans la salle. Elles ne sont plus observées dans le cas de chargement à haute pression ( $p \geq 5 \text{ MPa}$ ) où la variation volumique est présentée à une échelle plus grande. Après le chargement de 20 MPa, la cellule du poste 3 à 80 °C (Essai Etal 04) a été chargée d'abord à 30 MPa et puis à 50 MPa. En revanche, la cellule du poste 1 à 80°C (Essai Etal 02) a subi un chargement de 40 MPa suivi d'un chargement de 50 MPa. Les variations volumiques de ces deux essais sont regroupées avec les chargements directs de 20 MPa à 50 MPa des six autres essais.

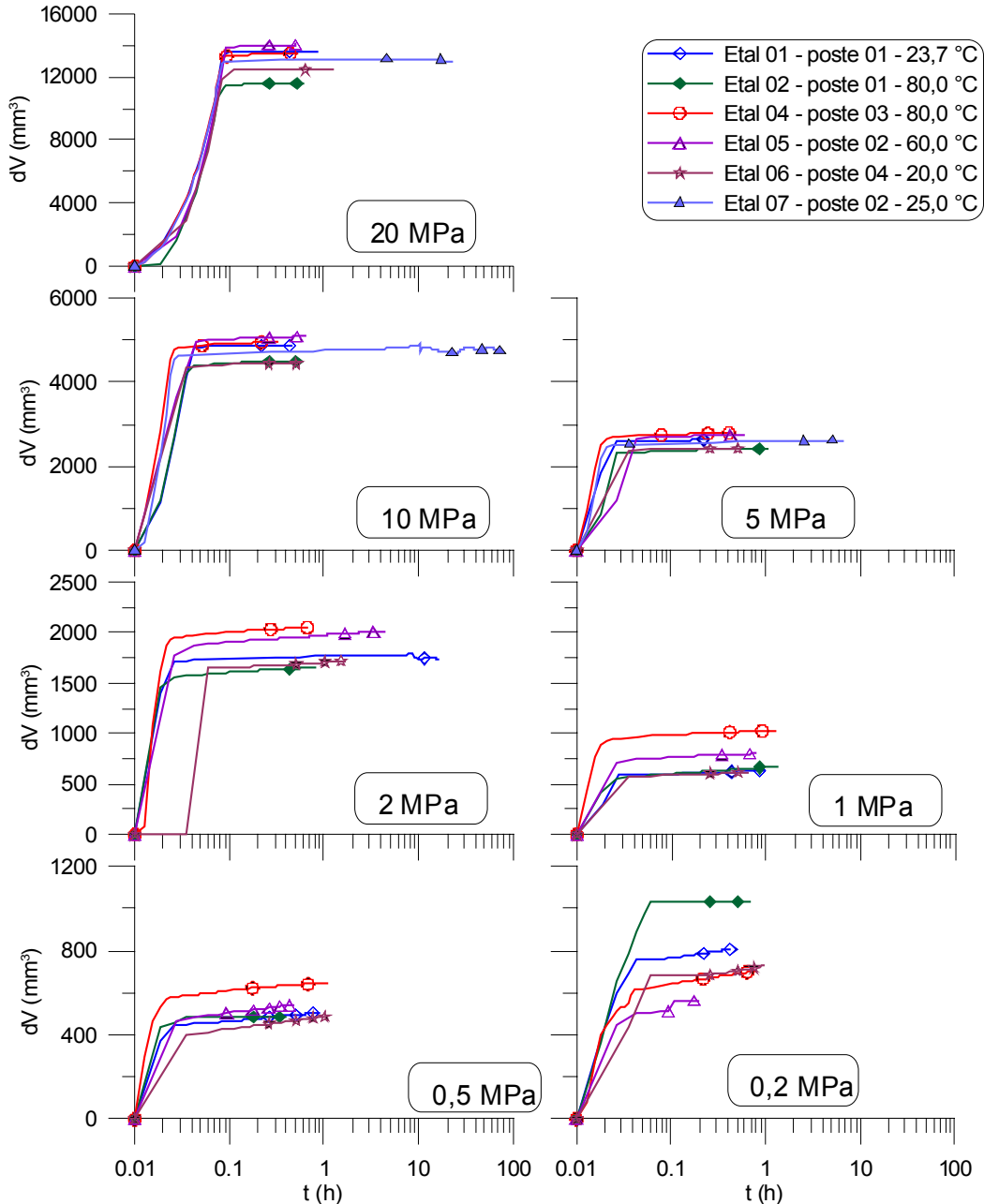
Les variations volumiques d'eau du GDS à chaque palier de chargement des différents essais étaient du même ordre de grandeur. La différence entre les courbes est due aux différences entre les configurations des postes. D'une part, à faible pression, la présence éventuelle des

bulles d'air piégées dans la cellule peut engendrer une imprécision des mesures. D'autre part, la différence des courbes à hautes pressions peut être expliquée par la différence dans la rigidité du système qui est constituée par la rigidité des tuyaux de connexion, de la cellule, du GDS.



**Figure II-31. Étalonage des cellules isotropes. Variation du volume du GDS en fonction du temps à chaque palier de chargement.**

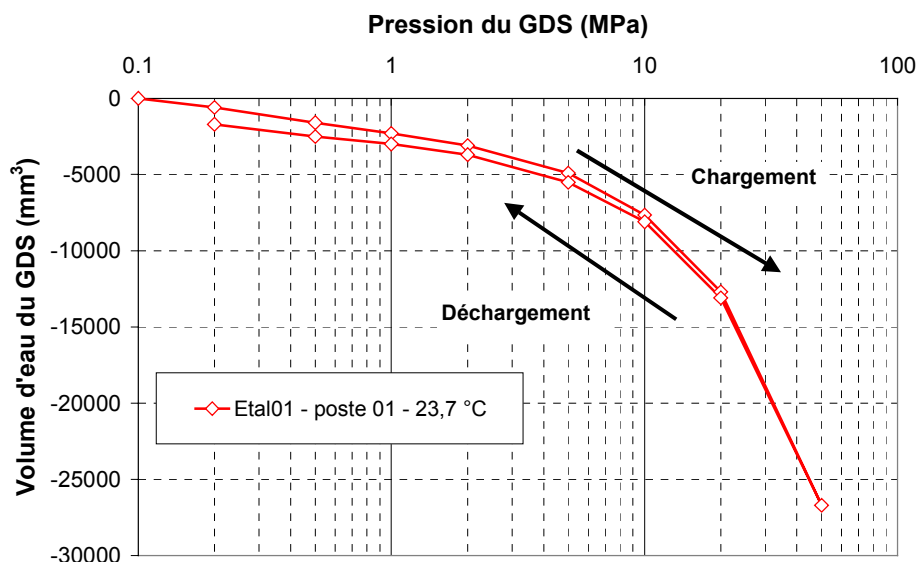
Les variations volumiques des essais lors des paliers de déchargement sont présentées sur la Figure II-32. Globalement, le volume s'est équilibré 1 heure après le déchargement. Malgré une petite différence entre les essais, une similitude dans le comportement des systèmes à chaque palier de déchargement peut être notée.



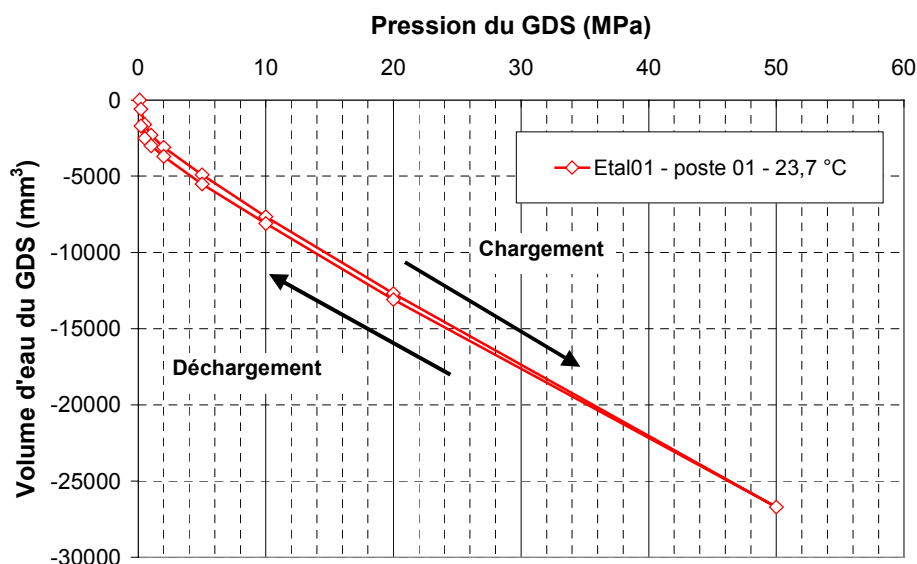
**Figure II-32. Étalonnage des cellules isotropes. Variation du volume du GDS en fonction du temps à chaque palier de déchargement.**

La variation du volume d'eau du GDS en fonction de la pression du GDS de l'étalonnage Etal 01 est présentée sur la Figure II-33 et la Figure II-34. Sur la Figure II-33 où le volume est présenté en fonction du logarithme de la pression, une relation linéaire entre le volume et le logarithme de la pression peut être constatée à basse pression ( $p \leq 2 \text{ MPa}$ ) dans le chemin de

chargement. Sur la Figure II-34, la relation entre le volume et la pression du GDS est linéaire à hautes pressions ( $p \geq 2 \text{ MPa}$ ). Cette déformation correspond aux déformations élastiques linéaires que l'on observe souvent sur le métal. Les résultats des huit essais d'étalonnage étaient similaires.



**Figure II-33. Essais d'étalonnage des postes de compression isotrope. Variation du volume d'eau du GDS en fonction du logarithme de la pression du GDS.**



**Figure II-34. Essais d'étalonnage des postes de compression isotrope. Variation du volume du GDS en fonction de la pression du GDS.**

Dans le travail d'étalonnage d'une cellule triaxiale dont la configuration était similaire à la cellule isotrope dans ce travail, Sultan (1997) a obtenu des comportements similaires. Lors du chargement mécanique, une déformation plastique initiale a été observée. Pour des pressions

comprises entre 1 MPa et 10 MPa, la relation entre la pression et le volume d'eau du GDS était linéaire. Sultan (1997) a considéré que la déformation volumique à faible pression ( $p \leq 1 \text{ MPa}$ ) était liée à la mise en place de l'appareillage (positionnement relatif des joints, embases supérieures et inférieures, etc.). Il a montré aussi que cette déformation plastique des différents montages différait l'une de l'autre. Normalement, plus la configuration de la cellule est simple, plus la différence entre les déformations initiales à faibles pressions est réduite. Dans le cas du présent travail, la configuration de la cellule de compression isotrope a été conçue de façon à avoir une solution la plus simple possible.

Le chemin de déchargement n'a pas été réalisé dans le travail de Sultan (1997). Dans notre travail, lors du déchargement, le chemin de déchargement n'a pas suivi celui de chargement. Une déformation hystérésis a été observée dans tous les essais. Cette observation montre que la déformation plastique au niveau des connectiques s'est passée aussi à haute pression.

Globalement, les résultats obtenus sur les huit essais d'étalonnage réalisés aux quatre postes sont similaires, ce qui paraît normale, sachant que les quatre cellules sont de mêmes dimensions, de mêmes configurations. De plus, comme les essais ont été réalisés à différentes températures, on peut conclure que la température n'a pas influencé de façon significative le comportement sous chargement mécanique du système.

### II.4.3 Procédure expérimentale

Comme l'essai de compression isotrope avec contrôle de succion et de température correspond à un nouveau développement, une nouvelle procédure expérimentale a été développée. Cette procédure sert à maintenir une bonne répétabilité des essais et à assurer ainsi une bonne précision des résultats.

- Préparation d'échantillon : la poudre de bentonite est d'abord séchée à l'air à une humidité relative contrôlée de 44% (solution  $\text{K}_2\text{CO}_3$ , donc la succion est de 110 MPa à 20 °C). La teneur en eau finale était de  $10 \pm 2\%$ . Ensuite, elle est compactée dans la cellule isotrope jusqu'à une pression maximale de 40 MPa. Après le compactage, le sol est usiné pour créer des échantillons d'une hauteur d'environ 10 mm et d'un diamètre d'environ 80 mm. Ces échantillons sont finalement placés dans des boîtes plastiques à humidité relative contrôlée pour avoir différentes succions. L'équilibre hydrique est vérifié par des pesées régulières.
- Mise en place de l'échantillon : à la fin de la phase d'humidification, le diamètre de l'échantillon est souvent supérieur à 80 mm, qui est le diamètre des plaques de drainage, à cause du gonflement du sol. Pour cette raison, pendant la mise en place de l'échantillon dans la cellule, l'échantillon est d'abord placé entre deux disques de drainage. Ensuite, il est taillé soigneusement par un papier de verre pour réduire le diamètre à 80 mm. Une couche fine de scotch est par la suite collée autour de l'échantillon pour s'assurer que les grains de sol ne tombent pas pendant la mise en place des membranes néoprènes. Deux membranes néoprènes de 1,2 mm d'épaisseur sont utilisées. La première est un tube à



bouts ouverts qui sert à protéger le sol et à augmenter la résistance des membranes sous haute pression. La deuxième membrane est un tube à bout fermé qui sert à assurer l'imperméabilité contre l'eau dans la cellule. Après la mise en place de l'ensemble (échantillon, deux disques de drainage, membranes) sur l'embase inférieure, des joints de renforcement sont ajoutés pour plaquer la membrane sur la gorge de l'embase. (Figure II-22).

- Montage de la cellule : après la mise en place de l'échantillon sur l'embase inférieure, cet ensemble est placé dans le bain thermostaté. Le bain est ensuite rempli d'eau. L'installation de l'enceinte n'est effectuée qu'après l'enlèvement des bulles d'air adhérentes sur la membrane ou piégées au niveau des joints. Avec cette procédure, on peut être sûr qu'il n'y a pas de bulles d'air piégées dans la cellule après l'installation du couvercle. Les six vis à haute résistance sont mises en place à la fin.
- Mise en place des conditions initiales : après l'assemblage de la cellule, la vanne de purge est fermée. Ensuite, la pression initiale de 0,1 MPa est appliquée par le GDS, la température dans le bain est imposée à 25 °C par la pompe thermostat. Le temps nécessaire pour que le volume d'eau dans le GDS soit stable après l'imposition des conditions initiales est en général de 24 heures.
- Lancement d'essai : L'application des sollicitations thermiques et mécaniques n'est lancée qu'après la stabilisation des conditions initiales. L'échauffement et le refroidissement sont effectués par palier grâce au réglage de la pompe thermostat. Le chargement et le déchargement sont effectués par palier grâce au GDS. Chaque palier n'est lancé qu'après la stabilisation du volume d'eau du palier précédent.
- Démontage de la cellule : à la fin de l'essai, des mesures de dimensions et de la teneur en eau de l'échantillon sont effectuées après le démontage.

## II.5 Programme d'essais

Trois types d'essai ont été réalisés : (1) mesure de la conductivité thermique ; (2) détermination de la courbe de rétention à différentes températures ; (3) essai de compression isotrope. Ces essais ont été réalisés sur deux bentonites MX80 différentes : MX80a fournie par la société Cetco-France et MX80b fournie par la société Cetco-Europe.

Pour la mesure de la conductivité thermique, les deux bentonites ont été préparées à différentes valeurs de teneur en eau par différentes techniques. Elles ont été ensuite compactées dans un moule par compactage isostatique pour créer des échantillons de dimensions de 50 mm de diamètre et de 70 mm de hauteur. 27 échantillons au total, aux teneurs en eau et densités sèches différentes, ont été compactés de cette façon. La mesure de la conductivité thermique de ces échantillons a été effectuée à l'aide de l'appareil KD2.

La bentonite MX80a a été utilisée pour la détermination des courbes de rétention d'eau à différentes températures. Avec la préparation à 44% d'humidité relative (solution  $K_2CO_3$ ,  $s = 110$  MPa, 20 °C), la teneur en eau de cette argile était de 8,5 %. La poudre a été

compactée dans un moule pour créer des échantillons de dimension de 20 mm de diamètre et de 8 mm de hauteur. La masse volumique sèche de ces échantillons était de  $1,65 \text{ Mg/m}^3$ . 60 échantillons ont été compactés de cette façon pour déterminer quatre courbes de rétention d'eau à quatre températures différentes: 20 °C, 40 °C, 60 °C et 80 °C.

Dans des essais de compression isotrope, la bentonite MX80b a été utilisée. La teneur en eau de la poudre préparée à 44% d'humidité relative était de  $10 \pm 2\%$ . La poudre a été compactée dans une cellule isotrope jusqu'à une pression de 40 MPa. Sept échantillons, labellés de A à G, ont été compactés avec cette méthode. Les dimensions de ces échantillons étaient d'environ 90 mm de diamètre et 120 mm de hauteur. Ces 7 échantillons ont été usinés pour créer 20 petits échantillons de 80 mm de diamètre et 10 mm de hauteur. 15 essais au total ont été réalisés en cellules isotropes.

## II.6 Conclusions

La bentonite MX80 a été choisie pour l'étude. C'est un matériau de référence proposé pour la barrière ouvragée dans le stockage des déchets radioactifs en profondeur. Plusieurs techniques expérimentales ont été développées pour étudier cette bentonite.

Premièrement, la technique de contrôle de succion par phase vapeur utilisant des solutions salines saturées a été adaptée. Elle a été développée pour une application de la succion au sol à différentes températures (de 20 °C jusqu'à 80 °C). Un travail d'étalonnage a été effectué pour mesurer l'humidité relative engendrée par les solutions salines saturées à différentes températures. Les résultats obtenus étaient en bonne concordance avec les résultats trouvés dans la littérature.

Deuxièmement, une sonde thermique est utilisée pour mesurer la conductivité thermique des échantillons compactés. Une nouvelle procédure expérimentale a été développée pour déterminer les propriétés thermiques de la MX80 compactée à l'aide de cette sonde, qui est conçue initialement pour mesurer les propriétés thermiques des fruits ou des sols mous.

Troisièmement, 4 cellules isotropes permettant le contrôle de succion et de température ont été développées. Les contrôleurs de pression et de volume (GDS) sont utilisés pour le contrôle de pression de la cellule et pour la mesure de déformation volumique du sol. La température de la cellule est contrôlée par une pompe thermostat. Les travaux d'étalonnages réalisés sur les échantillons métalliques ont montré une bonne répétabilité de ce nouveau système.

## Chapitre III Conductivité thermique et rétention d'eau

### III.1 Résultats expérimentaux sur la conductivité thermique

L'appareil KD2, présenté précédemment dans le chapitre II, a été utilisé pour mesurer la conductivité thermique des échantillons compactés. Pour analyser l'effet de différents paramètres sur la conductivité thermique des bentonites compactées, plusieurs procédures de préparation ont été appliquées. 27 échantillons ont été compactés au total. Le Tableau III-1 présente la procédure de préparation de ces échantillons. La bentonite MX80 fournie a été d'abord tamisée à 2 mm avant le compactage. Les échantillons des séries 1, 2 et 3 ont été compactés à partir de la bentonite MX80a, fournie par la société Cetco-France. Ceux d'autres séries ont été préparés à partir de la bentonite MX80b, fournie par la société Cetco-Europe, Angleterre. Les échantillons dans les séries 1 et 5 ont été compactés directement à partir de la bentonite fournie tamisée. Pour la préparation des échantillons de la série 2, la poudre de bentonite a été d'abord humidifiée avec de la vapeur d'eau déminéralisée pour avoir la teneur en eau voulue. Ensuite, le sol mouillé a été soigneusement malaxé et stocké dans une boîte hermétique à 20 °C pendant une semaine avant le compactage. Cette procédure assure une bonne homogénéité de la répartition d'eau dans le sol. La poudre utilisée pour compacter des échantillons dans d'autres séries a été préparée par la méthode de contrôle de l'humidité relative comme présentée précédemment dans le chapitre II.

**Tableau III-1. Programme d'essais pour mesurer la conductivité thermique.**

Série	Nombre	Fournisseur	Teneur en eau (%)	Méthode de préparation
1	4	Cetco – France	17,4±0,1	Bentonite fournie
2	2	Cetco – France	30,0±0,5	Bentonite pulvérisée
3	4	Cetco – France	8,4±0,1	Circulation de vapeur (solution K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub> )
4	6	Cetco – Europe	9,0±0,1	Circulation de vapeur (solution K <sub>2</sub> CO <sub>3</sub> )
5	2	Cetco – Europe	11,9±0,1	Bentonite fournie
6	5	Cetco – Europe	11,7±0,1	Circulation de vapeur (Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub> )
7	4	Cetco – Europe	17,9±0,1	Circulation de vapeur (NaCl)

Après les mesures de la conductivité thermique des échantillons des série 6 ( $w = 11,7\%$ ) et série 7 ( $w = 17,9\%$ ), ces échantillons ont été ensuite placés dans une boîte hermétique à une succion contrôlée de 110 MPa (imposée par une circulation d'air traversant une bouteille contenant la solution K<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> saturée). Cette procédure a réduit la teneur en eau de ces échantillons. La stabilisation de la teneur en eau a été obtenue au bout de cinq mois. Des mesures sur la conductivité thermique des ces échantillons ont été effectuées à la stabilisation. Finalement, ces échantillons ont été placés dans l'étuve à 105 °C pour la détermination de la teneur en eau finale.

La conductivité thermique mesurée des 27 échantillons dans les séries de 1 à 7 est présentée au Tableau III-2. La masse volumique sèche a été calculée à partir des dimensions, de la masse et de la teneur en eau selon la formule suivante :

$$\rho_d = \frac{m}{1 + 0,01w} \times \frac{4}{\pi h D^2} \times 10^3 (\text{Mg} / \text{m}^3) \quad [\text{III-1}]$$

**Tableau III-2. Résultats de la mesure de conductivité thermique (K).**

No.	Diamètre, D	Hauteur, h	Masse, m	Teneur en eau, w	Masse volumique sèche, $\rho_d$	Degré de saturation, Sr	K	Série
	mm	mm	g	%	Mg/m <sup>3</sup>	%	W/mK	
1	50,0	69,9	244,3	17,4	1,52	58,8	0,73	1
2	49,9	71,8	260,2	17,4	1,58	64,3	0,80	1
3	49,9	71,7	277,3	17,4	1,68	75,1	0,92	1
4	49,9	73,8	293,4	17,5	1,73	81,4	0,94	1
5	49,4	71,6	267,6	29,4	1,51	97,4	1,01	2
6	49,7	74,9	281,9	30,3	1,49	98,4	1,01	2
7	49,8	72,8	223,2	8,4	1,45	25,8	0,46	3
8	49,9	70,9	238,4	8,4	1,59	31,4	0,53	3
9	50,0	72,0	255,5	8,4	1,67	35,4	0,63	3
10	49,9	73,1	270,8	8,4	1,75	39,9	0,76	3
11	50,0	73,1	255,6	8,9	1,64	35,8	0,56	4
12	50,0	71,9	240,5	8,9	1,56	32,2	0,46	4
13	50,0	73,8	270,5	8,9	1,71	40,3	0,65	4
14	50,1	75,4	284,2	9,0	1,76	43,4	0,69	4
15	50,0	71,1	248,8	11,9	1,60	45,1	0,63	5
16	49,9	72,6	233,0	11,9	1,47	37,4	0,48	5
17	50,1	73,7	272,0	9,1	1,72	41,3	0,63	4
18	50,0	71,6	227,6	9,2	1,48	29,4	0,46	4
19	50,0	72,4	232,6	11,7	1,46	36,5	0,52	6
20	50,0	68,4	247,9	11,7	1,65	48,1	0,69	6
21	50,0	72,1	264,5	11,7	1,67	49,7	0,74	6
22	50,0	73,8	280,0	11,7	1,73	54,2	0,80	6
23	50,0	75,4	294,9	11,7	1,78	58,9	0,88	6
24	49,9	70,9	247,0	17,9	1,51	59,8	0,71	7
25	49,9	72,2	269,8	17,9	1,62	70,2	0,83	7
26	49,9	73,6	281,9	17,9	1,66	75,1	0,87	7
27	49,7	75,4	302,3	17,9	1,75	85,7	1,01	7

Le degré de saturation a été calculé selon la formule ci-dessous :

$$S_r = \frac{w}{\rho_w} \times \frac{1}{\frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s}} (\%) \quad [\text{III-2}]$$

Dans le calcul, la masse volumique de l'eau ( $\rho_w$ ) a été prise égale à 1,0 Mg/m<sup>3</sup>, la masse volumique des solides ( $\rho_s$ ) a été prise égale à 2,76 Mg/m<sup>3</sup> (Madsen 1998).

### III.1.1 Effet de la masse volumique sèche et de la teneur en eau

La conductivité thermique des échantillons est présentée sur la Figure III-1 en fonction de la masse volumique sèche pour différentes teneurs en eau. Pour chaque série, dont la teneur en eau des échantillons était proche, on observe que la conductivité thermique est proportionnelle à la masse volumique sèche. Trois courbes de tendance ont été ajoutées pour trois groupes d'échantillon dont les valeurs de teneur en eau étaient similaires. La courbe de tendance pour le groupe des échantillons les plus secs (teneur en eau de 8,4% à 9,0%) se trouve en dessous des deux autres courbes. Celle du groupe dont la teneur en eau est de 17,4% à 17,9% se trouve au-dessus des deux autres courbes mais en dessous des deux points représentant les échantillons à une teneur en eau de 30%. On conclut ainsi que la conductivité thermique est d'autant plus importante que la teneur en eau et la masse volumique sèche sont élevées.

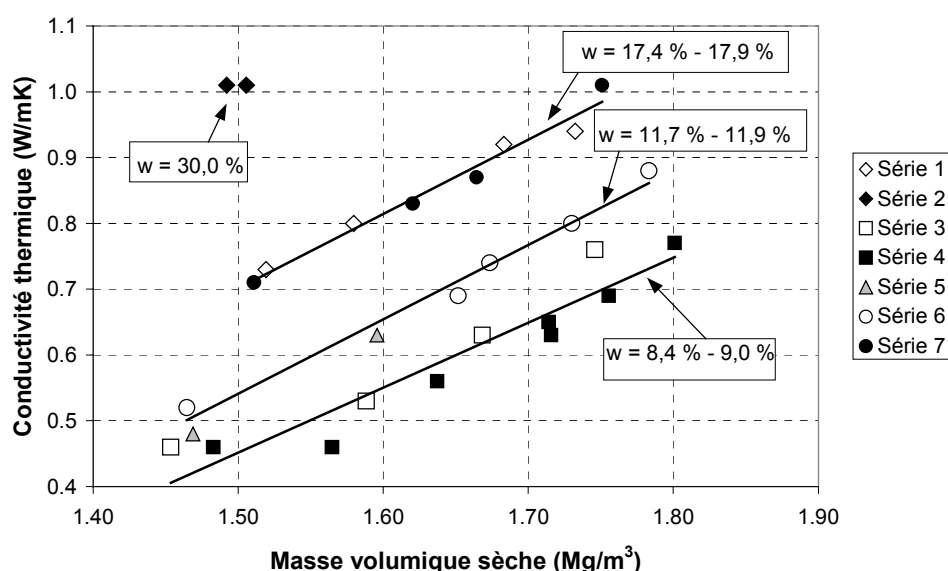


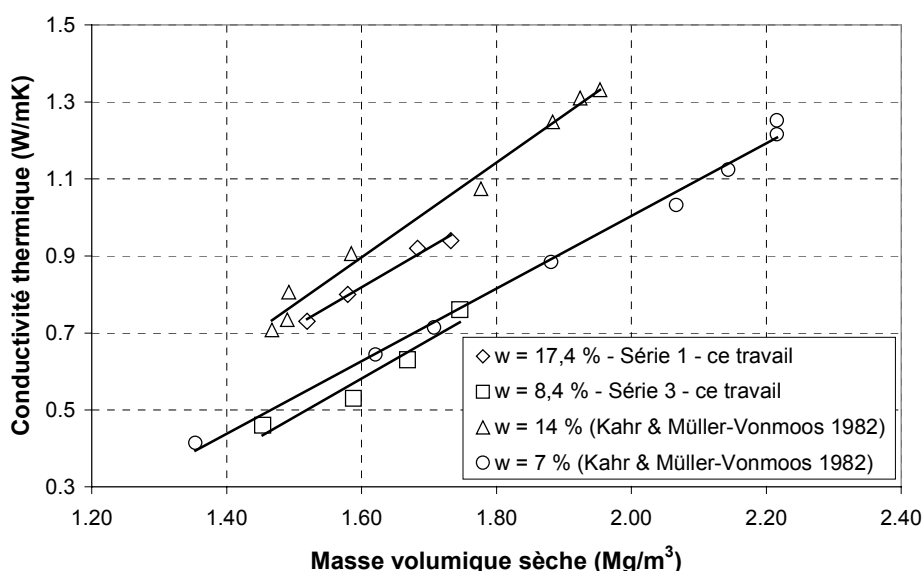
Figure III-1. Conductivité thermique en fonction de la masse volumique sèche.

La proportionnalité de la conductivité thermique des sols avec la masse volumique sèche et la teneur en eau a été observée sur d'autres types de sol. Les études suivantes peuvent être citées à cet égard: les études d'Abu-Hamdeh et al. (2001) sur un sol sableux, un limon argileux, un limon sableux et un limon ; les études de Kahr et Müller-Vonmoos (1982) sur la bentonite MX80 (cité par Madsen 1998) ; les études de Béziat et al. (1988) sur une Na-smectite de Wyoming, une Ca-smectite du bassin de Paris, une palygorskite et une illite. De plus, Suzuki et Taniguchi (1999) ont noté une augmentation de la conductivité thermique avec l'augmentation de la teneur en eau à masse volumique sèche constante sur une bentonite compactée et sur un mélange sable/bentonite compacté (cité par JNC 2000). Singh et Devid (2000) ont observé également la diminution de la résistivité thermique, la valeur inverse de la conductivité thermique, de différents sols avec l'augmentation de la teneur en eau à une masse volumique sèche constante.

### III.1.2 Effet de la minéralogie du sol

L'effet de la minéralogie du sol peut être analysé à partir des résultats présentés sur la Figure III-1. En examinant les résultats des deux bentonites MX80 fournies par les deux sociétés, une légère différence peut être constatée. La dépendance de la conductivité thermique vis-à-vis de la masse volumique sèche de la bentonite MX80a (fournie par Cetco-France) à une teneur en eau de 17,4% (série 1) était similaire à celle de la bentonite MX80b (fournie par Cetco-Europe) à une teneur en eau plus grande (17,9%, série 8). De plus, à une même masse volumique sèche, la conductivité thermique de la MX80a à une teneur en eau de 8,4% (série 3) était plus grande que celle de la MX80b qui avait une teneur en eau plus importante (9,0%, série 4). Ces observations montrent que la conductivité thermique de la bentonite MX80a était plus importante que celle de la MX80b à une même teneur en eau et une même masse volumique sèche.

Cette différence entre ces deux types de bentonite MX80 peut être liée à la différence entre ses compositions minéralogiques. Pour clarifier l'effet de ce paramètre, les résultats obtenus ont été comparés avec ceux de Kahr et Müller-Vonmoos (1982). La Figure III-2 montre cette comparaison. La courbe de tendance des échantillons à 7% de teneur en eau de Kahr et Müller-Vonmoos (1982) se trouve au-dessus de celle de la série 3 qui est plus humide ( $w = 8,4\%$ ). De même, la conductivité thermique des échantillons à 14% de teneur en eau de Kahr et Müller-Vonmoos (1982) est plus importante que celle de la série 1 avec une teneur en eau plus grande (17,4%). En conclusion, la conductivité thermique de la bentonite MX80 étudiée par Kahr et Müller-Vonmoos (1982) est nettement plus importante que celle de la bentonite MX80a étudiée dans le présent travail.



**Figure III-2. Conductivité thermique en fonction de la masse volumique sèche des deux bentonites MX80.**

La composition minéralogique des bentonites MX80 présentée dans le Tableau II-2 (Chapitre II) peut être utilisée pour expliquer l'effet de la minéralogie sur la conductivité thermique du sol. La bentonite MX80 étudiée par Montes-Hernandez (2002) a été fournie par la société Cetco-France qui était aussi le fournisseur de la bentonite MX80a pour la présente étude. En revanche, la bentonite MX80 étudiée par Madsen (1998) a été fournie par la société Bentonit International GmbH, Duisburg, Allemagne. La proportion du minéral de quartz varie de  $2,8 \pm 2,8\%$  à 15% d'un type à l'autre. Cette différence peut être due au changement de procédure d'exploitation dans les mines du site Wyoming dans le temps. Il faut noter que la conductivité thermique du minéral de quartz est beaucoup plus importante que celle des autres minéraux dans le sol ( $K = 8,8$  W/mK pour le quartz et  $K = 2,5$  W/mK pour les autres minéraux de sol d'après Campbell et Norman 1998). La proportion de quartz influence alors la conductivité thermique du sol de façon significative. Cette influence a été discutée par Farouki (1986) et introduite même dans le model de Johansen (1975) pour estimer la conductivité thermique du sol.

### III.1.3 Effet de la fraction volumique des composants et du degré de saturation

Les phases existant dans un sol à l'état non saturé sont : la phase solide des grains de sol ; la phase liquide et la phase gazeuse qui se compose d'air et de vapeur d'eau. Les fractions volumiques de ces trois phases sont calculées par les formules suivantes :

$$V_s / V = \rho_d / \rho_s \quad [III-3]$$

$$V_w / V = 0,01w\rho_d / \rho_w \quad [III-4]$$

$$V_a / V = 1 - V_s / V - V_w / V \quad [III-5]$$

où  $V_s$ ,  $V_w$  et  $V_a$  sont le volume des solides, le volume d'eau, et le volume d'air respectivement ;  $V$  est le volume total. Pour une discussion plus détaillée sur les effets de différents paramètres, les résultats expérimentaux obtenus sont présentés en fonction de la fraction volumique de solide (Figure III-3), de la fraction volumique d'eau (Figure III-4), et de la fraction volumique d'air (Figure III-5). En général, lorsque la fraction volumique de solide ou d'eau augmente, la conductivité thermique augmente. Pourtant la dispersion des résultats sur la relation entre la conductivité thermique et ces deux fractions volumiques montrent que ces paramètres ne sont pas les paramètres pertinents pour décrire la propriété thermique du sol. En revanche, la relation entre la conductivité thermique et la fraction volumique d'air est une fonction linéaire bien définie (Figure III-5), ce qui montre que la fraction volumique d'air est un paramètre pertinent pour représenter la conductivité thermique du sol. La même tendance a été notée par Ochsner et al. (2001) sur plusieurs types de sol.

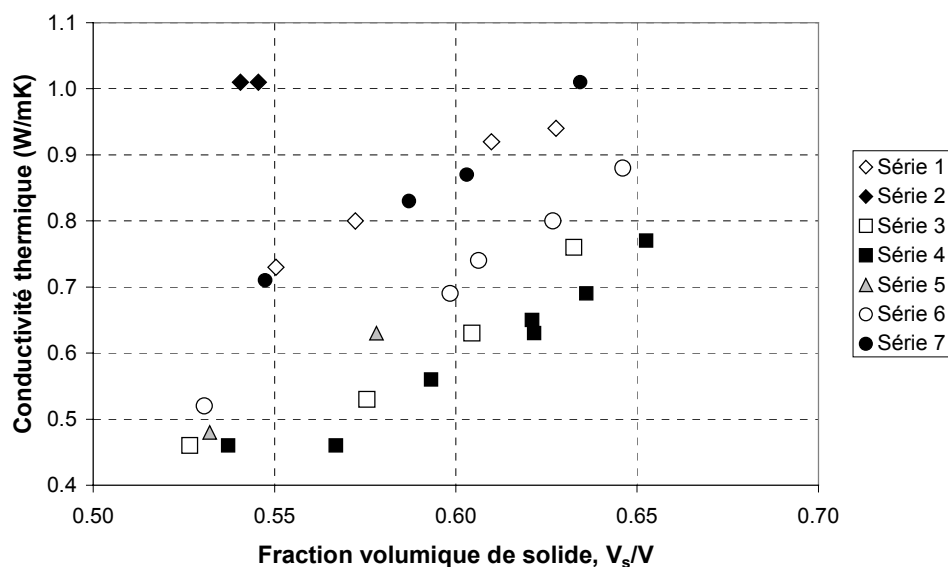


Figure III-3. Conductivité thermique en fonction de la fraction volumique de solide.

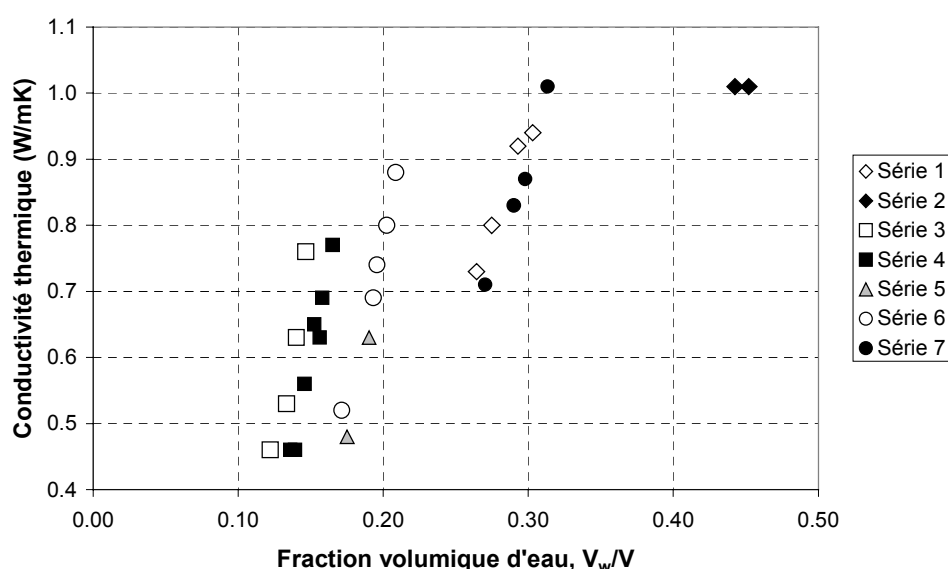
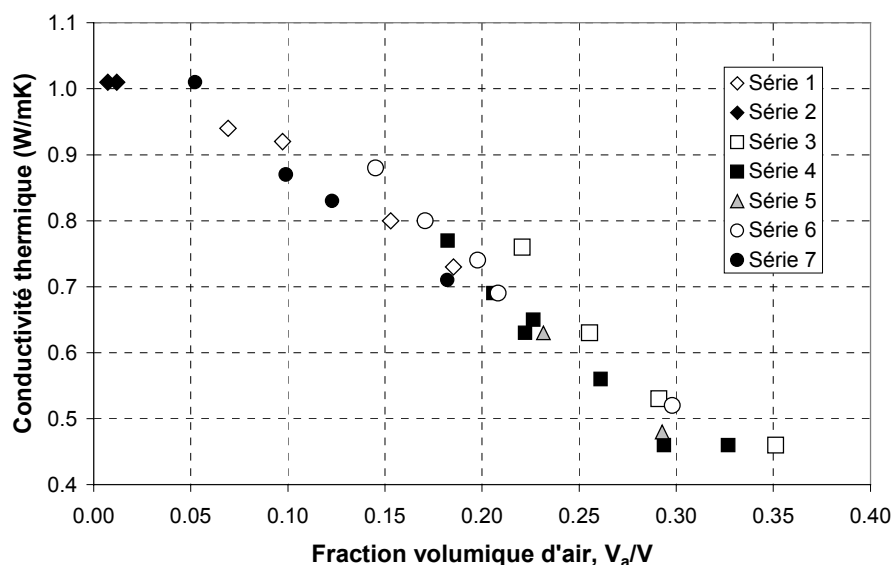


Figure III-4. Conductivité thermique en fonction de la fraction volumique d'eau.

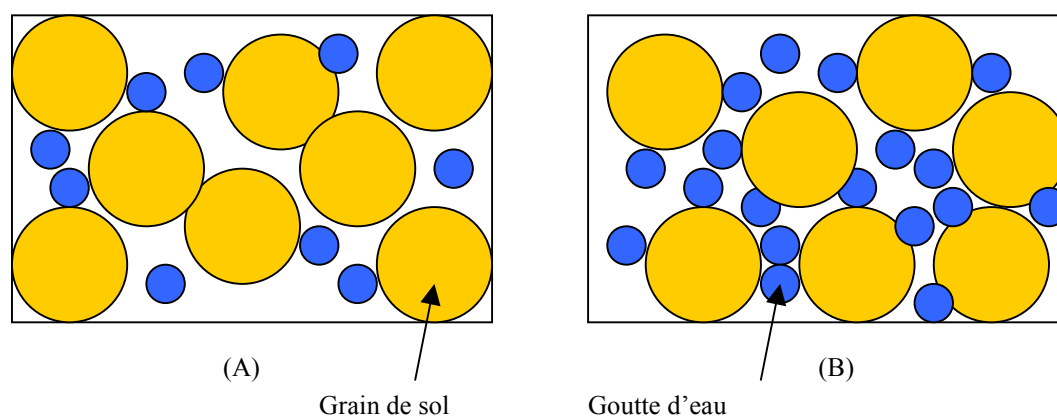
Pour expliquer le rôle important de la fraction volumique d'air sur la conductivité thermique apparente du sol, les valeurs de conductivité thermique de chaque composant doivent être considérées. Les valeurs de la conductivité thermique de l'eau et des solides sont de même ordre de grandeur par rapport à celle de l'air (2,5 W/mK pour les minéraux de sol ; 0,6 W/mK pour l'eau liquide et 0,025 W/mK pour l'air d'après Campbell et Normal 1998). Elles sont nettement plus grandes que celle de l'air. De plus, la conductivité thermique globale du sol est en général proche des valeurs pour les grains solides et pour l'eau. Donc, une fois la fraction volumique d'air est fixée, le changement de la fraction volumique des solides ou d'eau engendrera seulement un léger changement de la conductivité thermique apparente.





**Figure III-5. Conductivité thermique en fonction de la fraction volumique d'air.**

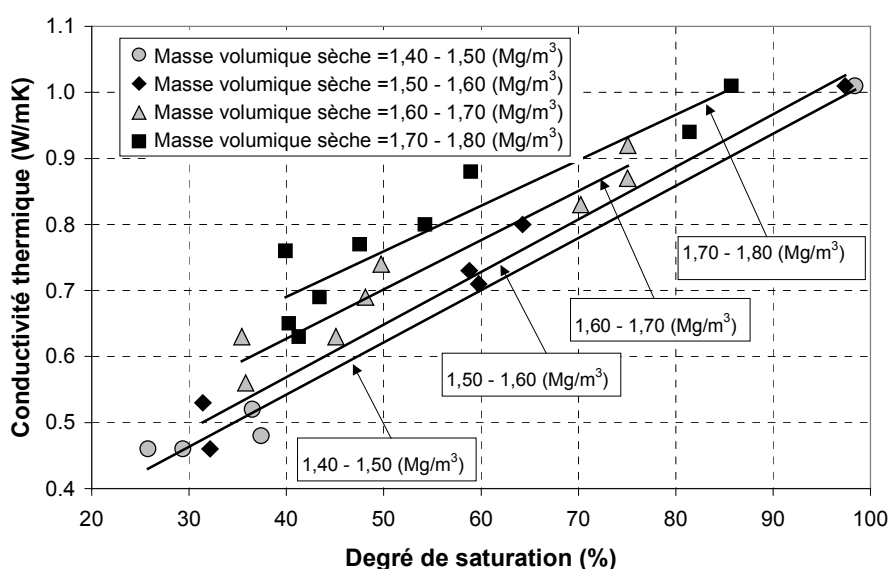
La microstructure du sol peut aussi expliquer ces observations. La Figure III-6 présente deux schémas de deux éléments de sols dont les fractions volumiques d'air sont identiques. L'élément (A) a une fraction volumique d'eau moins importante mais celle de la phase solide est plus importante. Donc, du point de vue de la fraction volumique où la conductivité thermique de la phase solide est plus importante que celle de l'eau, la conductivité thermique de l'élément (A) doit être plus grande que celle de l'élément (B). Pourtant, dans l'élément (B), comme la quantité d'eau est plus élevée, le contact entre les grains solides semble meilleur que celui dans l'élément (A). Par conséquent, le transfert thermique entre les grains solides dans l'élément (B) est plus facile que celui dans l'élément (A). En conclusion, ces deux phénomènes se compensent et réduisent donc la différence entre les valeurs de la conductivité thermique de ces deux éléments de sol.



**Figure III-6. Schéma pour expliquer le rôle important de la fraction volumique d'air sur la conductivité thermique du sol.**

En conclusion, dans un sol à l'état non saturé, lorsque la fraction volumique d'air est fixée et que la fraction volumique d'eau augmente, il y a deux effets sur la conductivité thermique du sol. D'une part, l'augmentation de la fraction volumique d'eau et la diminution de la fraction volumique des solides diminuent la conductivité thermique du sol parce que la conductivité d'eau est plus faible que celle des solides. D'autre part, l'augmentation de la fraction volumique d'eau améliore le contact entre les grains solides et favorise donc le transfert thermique. La conductivité thermique du sol augmente alors à cause de cette amélioration. Ces deux effets se compensent et l'effet du changement de la fraction volumique d'eau à la fraction volumique d'air fixée devient donc faible.

La conductivité thermique du sol est représentée sur la Figure III-7 en fonction du degré de saturation pour différentes masses volumiques sèches. Les échantillons ont été classés dans quatre groupes en fonction de leurs masses volumiques sèches : de 1,40 à 1,50  $\text{Mg/m}^3$  ; de 1,50 à 1,60  $\text{Mg/m}^3$  ; de 1,60 à 1,70  $\text{Mg/m}^3$  ; et de 1,70 à 1,80  $\text{Mg/m}^3$ . Des courbes de tendances ont été tracées pour chaque groupe. Les résultats montrent qu'à une valeur de degré de saturation constante la conductivité thermique est plus grande lorsque la masse volumique sèche est plus élevée. D'autre part, à une valeur de masse volumique sèche fixe, la conductivité thermique est proportionnelle au degré de saturation. Cette observation peut être expliquée par le remplacement progressif de l'air dans les pores du sol par l'eau lorsque le degré de saturation augmente. Comme la conductivité thermique de l'eau est largement plus importante que celle de l'air, la conductivité thermique apparente du sol augmente avec l'augmentation du degré de saturation. Villar (2000) a proposé une corrélation entre le degré de saturation et la conductivité thermique pour une bentonite compactée avec une fonction sigmoïdale.



**Figure III-7. Conductivité thermique en fonction du degré de saturation pour différentes masses volumiques sèches.**

### III.1.4 Effet de la microstructure

Sur la Figure III-8, les résultats sur la conductivité thermique des séries 4, 6 et 7 sont reportés en fonction de la masse volumique sèche. Les résultats des échantillons des séries 6 et 7 séchés à la succion de 110 MPa sont aussi présentés. Les échantillons de la série 6 ( $w = 11,7\%$ ), qui ont été séchés sous cette succion pendant cinq mois, ont eu une teneur en eau finale de  $9,1 \pm 0,1\%$ . Cette série a été nommée par la suite «série 6bis». De même, la série nommée «série 7bis», séché de la série 7 ( $w = 17,9\%$ ), a eu une teneur en eau finale de  $10,2 \pm 0,1\%$ . Les courbes de tendance ont été ajoutées à la Figure III-8 pour clarifier la différence entre les résultats de ces cinq séries.

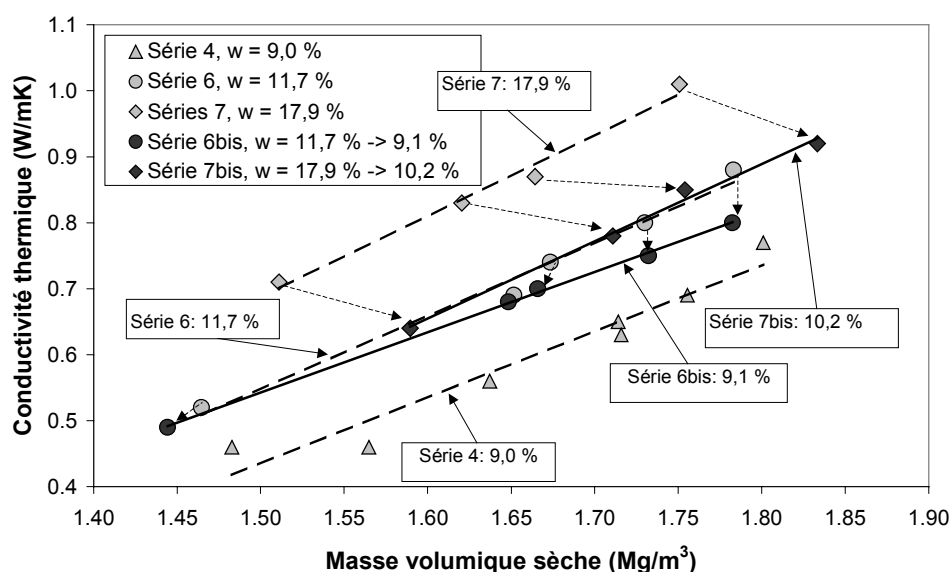


Figure III-8. Influence de la microstructure sur la conductivité thermique.

On observe que la courbe de tendance de la série 7bis ( $w = 10,2\%$ ) coïncide avec celle de la série 6 dont la teneur en eau était plus importante ( $w = 11,7\%$ ). Pourtant, dans les paragraphes précédents, il a été mis en évidence que la conductivité thermique de l'échantillon à la teneur en eau plus grande était plus importante pour une même masse volumique sèche. De plus, la courbe de tendance de la série 6bis ( $w = 9,1\%$ ) était nettement au-dessus de celle de la série 4 ( $w = 9,0\%$ ) dont la teneur en eau était similaire. En conclusion, les échantillons séchés ont eu une conductivité thermique plus importante que celle des échantillons compactés directement pour des teneurs en eau et masses volumiques sèches similaires.

Il est évident que la différence dans la procédure de préparation des échantillons peut engendrer une différence dans la microstructure du sol compacté (Diamond 1970, Ahmed et al. 1974, Delage et al. 1996). Marcial (2003) a observé la microstructure des échantillons de bentonite MX80 compactée à une même masse volumique sèche de  $1,7 \text{ Mg/m}^3$  mais à différentes teneurs en eau :  $8,2\%$  et  $12,5\%$ . La comparaison sur la distribution des pores de ces deux échantillons a montré que les macro-pores existants dans l'échantillon à la teneur en

eau de 8,2% ont disparus dans l'échantillon à la teneur en eau de 12,5%. De plus, la taille des macro-pores inter-agrégats a été réduite sous l'augmentation de la teneur en eau du sol à compacter : l'échantillon ayant une teneur en eau de 12,5% a des macro-pores plus petits que celui ayant une teneur en eau de 8,5%. Du point de vue de l'homogénéité de la microstructure, l'échantillon plus humide était plus homogène. Ainsi, dans la présente étude, l'échantillon compacté à la teneur en eau de 11,7% (série 6) aurait eu une microstructure plus homogène que celui compacté à la teneur en eau de 9,0% (série 4). Cui (1993) a montré que le séchage d'un limon compacté pouvait engendrer un changement microstructural. Ce changement était, pourtant, très petit par rapport à la différence microstructurale due à la différence de la teneur en eau de compactage. Dans notre cas, il se peut que la microstructure des échantillons de la série 6bis (séchés de la teneur en eau de 11,7% à 9,1%) soit plus homogène que celle des échantillons de la série 4 (compactés à 9,0% de teneur en eau). Autrement dit, les échantillons de la série 6bis ont une teneur en eau similaire mais une microstructure différente de celle des échantillons de la série 4. C'est cette différence de microstructure qui a engendré la différence de la conductivité thermique de ces deux séries. Cet effet est caractérisé par les contacts plus nombreux entre les grains de sols dans la série 6bis par rapport à la série 4.

En plus de la différence dans la microstructure définie par la phase solide, la différence dans la distribution d'eau peut entraîner aussi une différence dans la conductivité thermique. Dans une bentonite compactée, l'eau existe sous deux formes : l'eau absorbée entre les feuillets et l'eau libre dans les macro-pores. Les échantillons dans les séries 6bis et 7bis n'ont pas beaucoup de macro-pores et la majorité d'eau est donc de l'eau absorbée. En revanche, la quantité de l'eau libre dans les échantillons de la série 4 doit être plus importante. Il se peut que l'eau absorbée favorise le transfert thermique dans le sol à cause de sa forte interaction avec des minéraux argileux.

### III.2 Évaluation des modèles de prévision

La conductivité thermique du sol peut être mesurée directement ou estimée par des méthodes de prévision. A part les trois méthodes présentées dans le Chapitre I, une quatrième méthode a été proposée dans cette étude pour estimer la conductivité thermique de la bentonite compactée. Pour évaluer la pertinence de ces modèles, les résultats expérimentaux sur plusieurs types de bentonites ont été collectés, y compris ceux de Kahr et Müller-Vonmoos (1982) sur la bentonite MX80, de Villar (2000) sur la bentonite de Cabo de Gata et d'Ould-Lahoucine et al. (2002) sur la bentonite Kunigel-V1.

Dans les calculs effectués, les valeurs de la conductivité thermique de l'eau et de l'air ont été prises égales à 0,569 W/mK ( $K_w$ ) et à 0,025 W/mK ( $K_a$ ) respectivement (Campbell et Norman 1998). Comme la proportion de la composition minérale de quartz est faible dans les bentonites, la conductivité thermique des grains solides du sol calculée par la méthode de Johansen (1975) a été prise égale à 2,0 W/mK ( $K_s$ ). Cette valeur a été prise également pour le calcul avec le modèle de De Vries (1963).

### III.2.1 Proposition d'une nouvelle méthode

Dans cette étude, une nouvelle méthode a été proposée pour estimer la conductivité thermique de la bentonite compactée. Elle est basée les observations expérimentales concernant l'effet des paramètres sur la conductivité thermique. Plus précisément, elle s'inspire de la relation linéaire entre la conductivité thermique et la fraction volumique d'air. Cette relation peut s'exprimer par :

$$K = \alpha \frac{V_a}{V} + K_{sat} \quad [III-6]$$

où  $V_a$  et  $V$  sont le volume d'air et le volume total du sol ;  $\alpha$  est la pente de la courbe représentant la relation entre  $K$  et  $V_a/V$  ; et  $K_{sat}$  est la conductivité thermique du sol à l'état saturé qui correspondent à l'intersection entre la courbe  $K - V_a/V$  et l'axe  $K$ . Avec cette formule, la conductivité thermique de l'air pure est physiquement égale à:  $K_a = \alpha + K_{sat}$ . Comme la conductivité thermique de l'air est presque nulle, une relation  $\alpha \approx -K_{sat}$  doit être obtenue théoriquement.

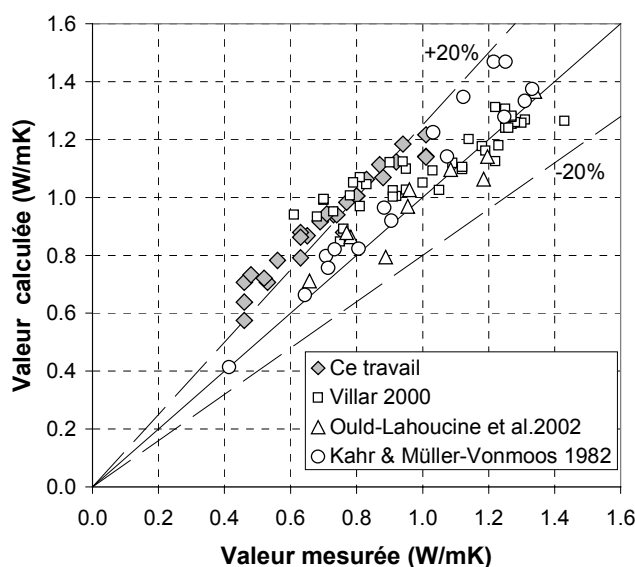
### III.2.2 Évaluation des modèles

Pour évaluer la pertinence de la méthode proposée et les trois méthodes existantes, les valeurs calculées par ces méthodes ont été comparées avec les résultats expérimentaux. Ces résultats comprennent les résultats collectés dans la littérature et ceux obtenus dans la présente étude.

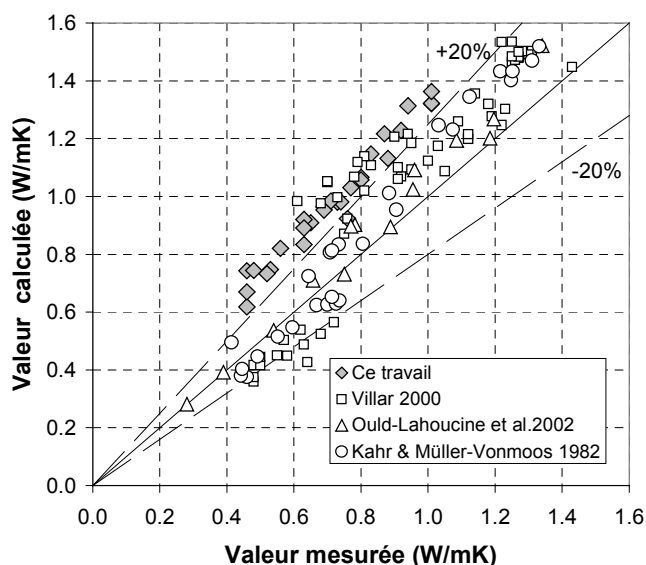
Sur la Figure III-9, les valeurs de conductivité thermique calculées par la méthode de Johansen (1975) sont présentées en fonction des valeurs mesurées. Plus les points se trouvent proche de la bissectrice plus la prévision est bonne. Une surestimation de plus de 20% est constatée pour la plupart des échantillons testés dans le présent travail. De plus, le modèle a donné une bonne concordance aux résultats de Villar (2000) seulement avec des échantillons ayant une grande valeur de conductivité thermique ( $K > 1,0 W/mK$ ). La différence entre la prévision et les résultats mesurés par Ould-Lahoucine et al. (2002) et par Kahr et Müller-Vonmoos (1982) est de moins de 20%.

La comparaison entre les valeurs estimées par le modèle de Sakashita et Kumada (1998) et les résultats mesurés est représentée sur la Figure III-10. On note que quelques résultats mesurés par Ould-Lahoucine et al. (2002) ont été utilisés pour déterminer les constantes inconnues de ce modèle. Par conséquent, la comparaison a montré une très bonne concordance entre l'estimation de ce modèle avec la mesure expérimentale réalisée par Ould-Lahoucine et al. (2002). En revanche, dans le cas des mesures de Villar (2000) et de Kahr et Müller-Vonmoos (1982), ce modèle a tendance à surestimer la conductivité thermique des échantillons lorsque cette valeur est supérieure à 0,8 W/mK et à la sous-estimer lorsqu'elle est inférieure à

0,6 W/mK. De plus, une surestimation de plus de 20% est constatée pour tous les échantillons du présent travail.



**Figure III-9. Évaluation de la méthode de Johansen (1975).**



**Figure III-10. Évaluation du modèle de Sakashita et Kumada (1998).**

La méthode de De Vries (1963) a donné une bonne concordance entre les valeurs estimées et les valeurs mesurées pour tous les résultats expérimentaux. La différence a été souvent inférieure à 20% comme l'indique la Figure III-11.

Selon la nouvelle méthode proposée, les deux constantes inconnues ( $\alpha$  et  $K_{sat}$ ) sont à déterminer à partir des mesures expérimentales sur  $N_0$  échantillons,  $N_0 \geq 2$ . Les résultats de la série 4 (teneur en eau de  $9,0 \pm 0,1\%$  ; MX80b) ont été utilisés pour cette fin. La Figure III-12 présente les résultats de la série 4 et la courbe de tendance ajoutée pour ces résultats avec un

coefficient de détermination  $R^2 = 0,95$ . Les deux constantes inconnues sont ainsi déterminées :  $\alpha = -2,22$  et  $K_{sat} = 1,15$ .

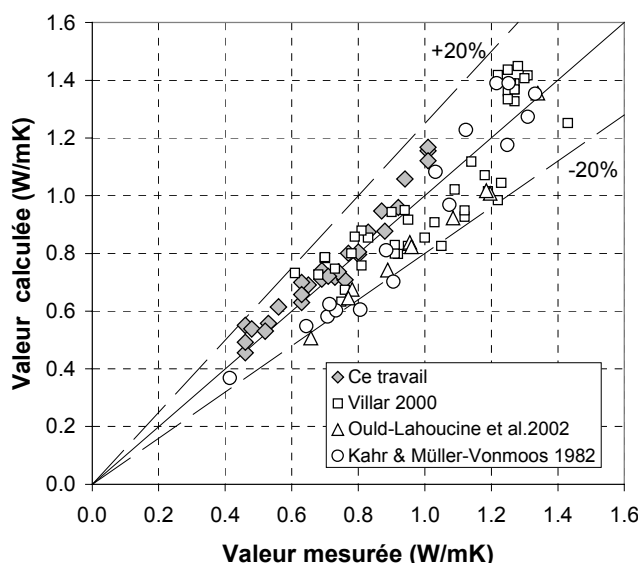


Figure III-11. Évaluation du modèle de De Vries (1963).

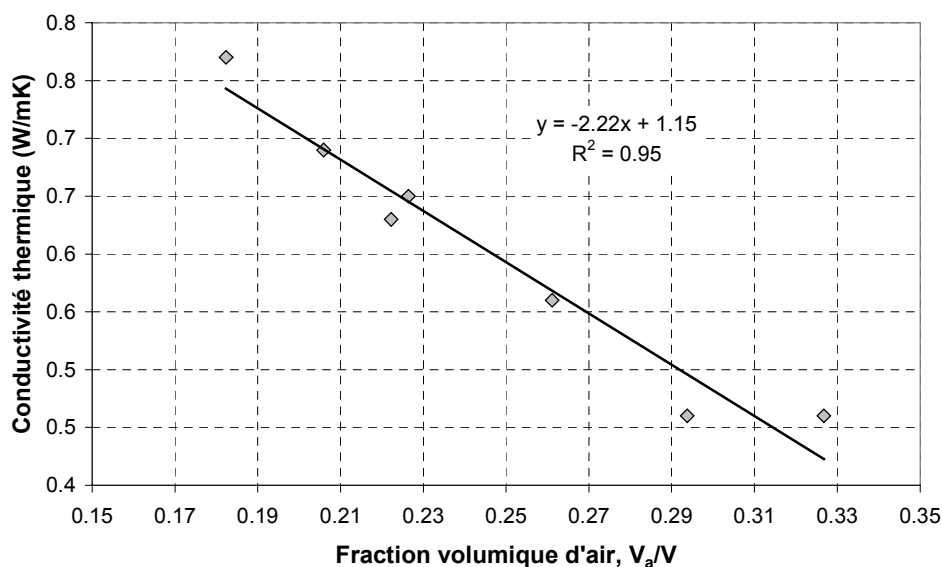


Figure III-12. Détermination des deux constantes inconnues  $\alpha$  et  $K_{sat}$  pour la méthode proposée.

*Application aux résultats expérimentaux du présent travail.*

Dans le cas d'autres travaux, seule la mesure de deux échantillons a été utilisée pour la corrélation des deux paramètres. Pour le travail de Villar (2000), deux valeurs avec des échantillons ayant des masses volumiques sèches comprises entre 1,49 et 1,54 Mg/m<sup>3</sup> ont été prises. La mesure avec deux échantillons ayant une porosité de 0,4 a été prise pour le travail de Ould-Lahoucine et al. (2002). Deux échantillons avec une teneur en eau de 7% ont été choisis pour le travail de Kahr et Müller-Vonmoos (1982). Les résultats de détermination sont

reportés au Tableau III-3.  $N_{total}$  est le nombre total des échantillons testés dans chaque travail et  $N_0$  est le nombre des échantillons pris pour la détermination de paramètres.

**Tableau III-3. Détermination des paramètres pour le modèle proposé.**

	Échantillon 1		Échantillon 2		$N_0$	$N_{total}$	$\alpha$	$K_{sat}$
	K (W/mK)	$V_a/V$	K(W/mK)	$V_a/V$				
Présent travail	—	—	—	—	7	27	-2,22	1,15
Villar (2000)	1,09	0,07	0,50	0,41	2	56	-1,68	1,19
Ould-Lahoucine et al (2002)	1,09	0,11	0,39	0,40	2	14	-2,37	1,34
Kahr et Müller-Vonmoos (1982)	1,21	0,04	0,41	0,42	2	27	-2,15	1,31

Si l'on considère que la conductivité thermique de l'air est nulle, on devrait obtenir  $\alpha \approx -K_{sat}$  selon la formule III – 6. Pourtant, les résultats présentés au Tableau III-3 n'ont pas confirmé cette relation. En conclusion, la relation linéaire entre la conductivité thermique et la fraction volumique d'air n'est valable que pour la plage  $V_a/V = 0 - 0,35$ , et elle ne doit pas être généralisée. Une analyse rapide montre que les valeurs de la fraction volumique d'air dans la bentonite compactée se trouvent, en général, toujours dans cette plage.

Les paramètres  $\alpha$  et  $K_{sat}$  déterminés avec différents résultats ont été ensuite introduits dans le modèle pour calculer la conductivité thermique de tous les échantillons étudiés dans les différents travaux. Cette estimation a été comparée avec les mesures expérimentales obtenues. La comparaison est représentée sur la Figure III-13. Pour le présent travail, la corrélation déterminée à partir des résultats de sept échantillons de la série 4 a permis d'estimer correctement les résultats des 27 échantillons mesurés. De plus, avec seulement deux résultats expérimentaux pour la corrélation de chacun des trois autres travaux, ce modèle a donné une bonne concordance entre l'estimation et la mesure expérimentale avec une différence de moins de 20% en général.

### III.2.3 Discussion sur l'évaluation des méthodes

Pour synthétiser l'évaluation des méthodes d'estimation de la conductivité thermique présentées précédemment, deux paramètres ont été définis :

- la valeur moyenne  $\bar{R}$  : 
$$\bar{R} = \frac{1}{N_{total}} \sum_{i=1}^{N_{total}} R_i$$
- l'erreur moyenne quadratique  $rms(R)$  : 
$$rms(R) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N_{total}} (R_i - 1)^2}$$

Dans ces formules, le paramètre  $R$  est défini comme le rapport entre la valeur estimée et la valeur mesurée expérimentalement. Plus  $\bar{R}$  est proche de l'unité, et  $rms(R)$  est proche de zéro, plus la prévision est bonne.



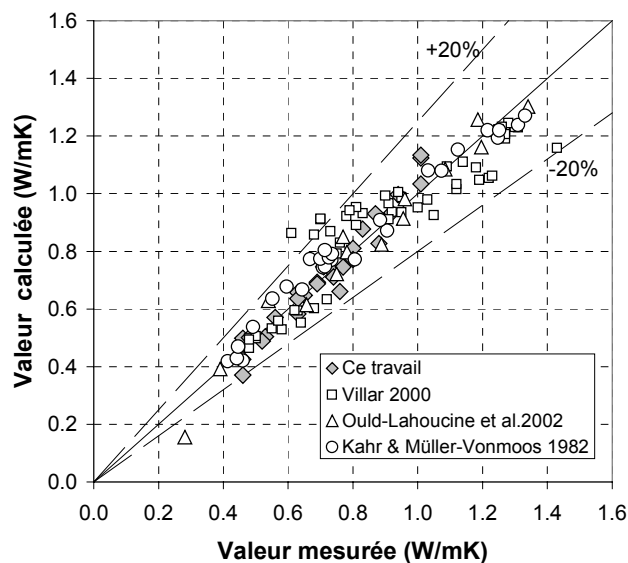


Figure III-13. Évaluation de la méthode proposée.

Le calcul de  $\bar{R}$  est présenté sur la Figure III-14. La méthode proposée a donné le meilleur résultat car les valeurs de  $\bar{R}$  calculées pour les résultats expérimentaux des quatre travaux étaient très proches de l'unité.

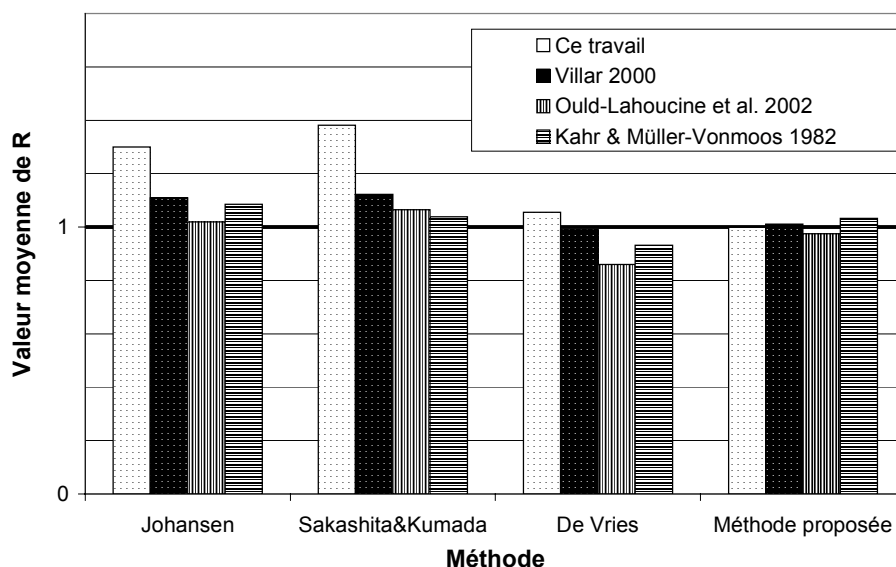
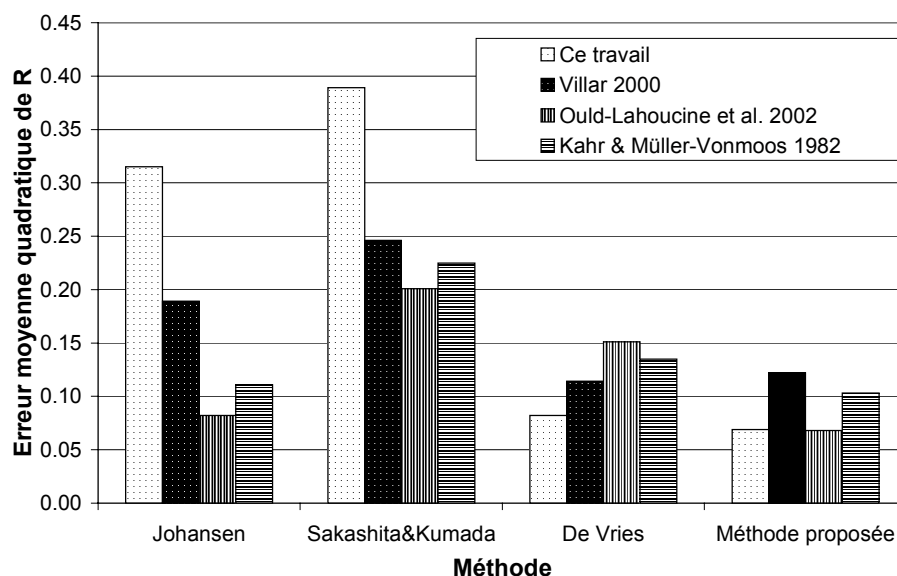


Figure III-14. Évaluation des méthodes du point de vue de la valeur moyenne de  $R$ .

Les valeurs de l'erreur moyenne quadratique,  $rms(R)$ , sont reportées sur la Figure III-15. On observe que le modèle de De Vries (1963) et de la méthode proposée donnent des valeurs en général inférieures à 0,15, et qu'en revanche, les deux autres modèles donnent des erreurs plus importantes.



**Figure III-15. Évaluation des méthodes du point de vue de l'erreur moyenne quadratique de R.**

Pour conclure, la méthode de Johansen (1975) qui a été considérée comme la meilleure dans l'application sur les sols fins à l'état non saturé n'a pas pu estimer correctement la conductivité thermique des bentonites compactées. Le modèle de transfert thermique de Sakashita et Kumada (1998) a eu besoin de quelques mesures expérimentales pour corréliser ses constantes inconnues. Les corrélations semi-théoriques obtenues de ce modèle par Ould-Lahoucine et al. (2002) ont donné une bonne concordance avec les résultats de ces mêmes auteurs et ceux de Kahr et Müller-Vonmoos (1982). Pourtant, les estimations étaient moins satisfaisantes en appliquant au présent travail et à celui de Villar (2000).

Parmi les trois méthodes existantes, la méthode de De Vries (1963) semble être la meilleure pour estimer la conductivité thermique des bentonites compactées. Les études de Sepaskhah et Boersma (1979) et de Ochsner et al. (2001) ont confirmé cette observation. Néanmoins, le choix de la valeur de la conductivité thermique des grains solides, le composant dont la conductivité thermique est la plus importante, introduite dans le calcul du modèle reste encore un point délicat. Cette valeur est, en effet, fortement influencée par la minéralogie du sol. De Vries (1963) a suggéré que cette valeur devrait être déterminée à partir des mesures expérimentales sur des échantillons à l'état saturé. Dans le calcul effectué, une valeur de 2,0 W/mK estimée par la méthode de Johansen (1975) a été appliquée pour la conductivité thermique des grains solides dans le modèle de De Vries.

Les évaluations ont montré que la méthode proposée dans ce travail était la plus satisfaisante. Seules quelques mesures expérimentales sont nécessaires pour déterminer les deux paramètres du modèle. Cette méthode a donné une bonne concordance entre l'estimation et la mesure expérimentale dans le cas des quatre travaux analysés.

En conséquence, les recommandations suivantes peuvent être proposées pour le choix d'un modèle dans l'estimation de la conductivité thermique des bentonites compactées :

- dans le cas où aucune mesure expérimentale ne serait disponible, le modèle de De Vries (1963) est conseillé. La conductivité thermique de la phase solide ( $K_s$ ) devrait être prise égale à 2,0 W/mK ;
- dans le cas où quelques mesures expérimentales pourraient être réalisées, la méthode proposée dans ce travail est recommandée. Le nombre des mesures à faire est  $N_0$  ( $N_0 \geq 2$ ). Plus ce nombre est grand, plus la corrélation entre l'estimation et la mesure expérimentale sera meilleure. D'autre part, les valeurs de la fraction volumique des échantillons testés devraient être écartées pour une meilleure précision des paramètres.

### III.3 Rétention d'eau

#### III.3.1 Programme d'essai

Les techniques de contrôle de succion par phase vapeur présentées précédemment dans le chapitre II ont été utilisées pour étudier les propriétés de la rétention d'eau de la bentonite MX80.

Pour étudier l'effet de la température sur les propriétés de rétention d'eau, 60 échantillons de 20 mm de diamètre et 8 mm de hauteur ont été compactés. A l'état initial, la teneur en eau du sol était de 8,5% et la masse volumique sèche moyenne était de 1,65 Mg/m<sup>3</sup>. Les techniques de contrôle de succion par phase vapeur présentées dans le chapitre II ont été appliquées pour réaliser quatre courbes de rétention d'eau à différentes températures : 20 °C, 40 °C, 60 °C et 80 °C.

L'état d'équilibre entre la succion du sol et la succion imposée est vérifié par pesée régulière de l'échantillon. Ces pesées sont réalisées tout de suite après la sortie de l'échantillon du dessiccateur, le temps doit être de moins de quinze secondes. Cette durée est suffisamment courte pour que la perte d'eau par l'évaporation pendant le temps où le sol est en dehors du dessiccateur soit négligeable.

La détermination de la teneur en eau du sol est effectuée à l'étuve. Lorsque la masse de l'échantillon atteint l'état d'équilibre, l'échantillon est placé dans l'étuve à 105 °C pendant 24 heures pour la détermination de la teneur en eau finale de l'échantillon. Normalement, pour la détermination de la teneur en eau du sol, le sol est séché à l'étuve à 105 °C pendant 24 heures selon la Norme Française (NF-P-94-050). Pour tant, Tessier (1984) a recommandé une température de 150 °C pour la détermination de la teneur en eau des argiles gonflantes. De plus, Delage et al. (1998) ont constaté que la durée de 24 heures n'était pas suffisante pour sécher un échantillon de bentonite FoCa7 compactée ; une durée de 8 jours a été recommandée. Dans notre cas, un test a été réalisé pour voir la différence entre les procédures. La procédure de séchage à 150 °C pendant 24 heures a donné une valeur de teneur en eau à 0,4 % supérieure à celle à 105 °C pendant 24 heures. De plus, la durée de 24 heures était suffisante pour sécher les petits échantillons utilisés dans ce travail (20 mm de

diamètre et 8 mm de hauteur). Pour les échantillons plus grands on a adopté une semaine comme durée d'étuvage.

Une synthèse sur les résultats de la teneur en eau finale des échantillons est présentée au Tableau III-4. La hauteur ( $h$ ) et le diamètre ( $d$ ) des échantillons ont été mesurés avant la mise en place des échantillons dans le dessiccateur. La masse sèche ( $m_{\text{sec}}$ ) a été déterminée en fin d'essais. La masse volumique sèche ( $\rho_d$ ) des échantillons était de  $1,65 \pm 0,3 \text{ Mg/m}^3$ , à l'exception de l'échantillon numéro 57 ( $1,86 \text{ Mg/m}^3$ ). La valeur de l'humidité relative (HR) générée par chaque solution saline saturée à températures différentes a été déterminée selon les résultats présentés par Schneider (1960). La succion a été calculée en fonction de HR et de la température selon la formule présentée dans le chapitre II. Les méthodes développées ont été appliquées pour chaque valeur de température souhaitée. La teneur en eau finale de chaque échantillon a été déterminée par étuvage à  $105^\circ\text{C}$  pendant 24 heures.

Pendant la préparation des échantillons utilisés dans les autres travaux tels que la conductivité thermique et le comportement thermo-hydro-mécanique de MX80, la teneur en eau des échantillons a été aussi déterminée à chaque étape. Ces données ont été également utilisées ici pour étudier les propriétés de rétention d'eau.

### III.3.2 Variation de la teneur en eau en fonction du temps

#### III.3.2.1 Résultats des essais sur des petits échantillons

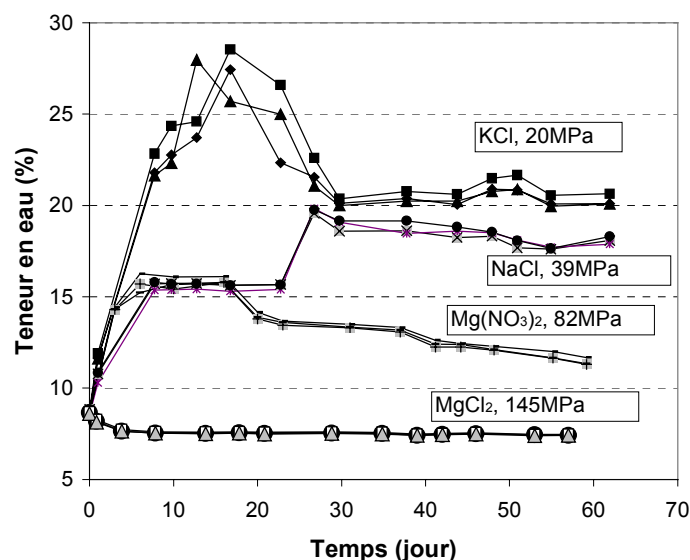
Des petits échantillons sont des échantillons de dimension de 20 mm de diamètre et de 8 mm de hauteur. Ils ont été utilisés pour étudier l'effet de la température sur la courbe de rétention d'eau. La variation de la teneur en eau en fonction du temps à  $20^\circ\text{C}$  est tracée sur la Figure III-16. Comme mentionné dans la procédure d'essais, trois échantillons ont été mis dans chacun des dessiccateurs. Les variations de leur teneur en eau dans le dessiccateur contenant la solution  $\text{MgCl}_2$  étaient identiques l'une à l'autre. La teneur en eau a passé de 8,5% à 7,5%. Ce phénomène montre que la succion initiale dans le sol était inférieure à 145 MPa, ce qui paraît normale sachant que la poudre de bentonite a été équilibrée à une succion de 110 MPa et qu'en plus le compactage a dû diminuer la succion. Cette diminution de succion par compactage a été observée par Yahia-Aissa (1999) sur l'argile FoCa7.

Avec une succion de 82 MPa, solution  $\text{Mg}(\text{NO}_3)_2$ , une augmentation brutale de la teneur en eau suivie par une diminution progressive vers une stabilisation a été obtenue. Ce phénomène était plus remarqué pour la succion de 20 MPa, solution KCl. Ceci correspondait à un problème technique. Pendant les essais, les valeurs de teneur en eau ont été comparées avec les résultats disponibles dans Marcial (2003). Au moment où ces valeurs ont dépassé des valeurs acceptables, des vérifications sur le système ont été effectuées. Des fuites dans les tuyaux de connexion entre les dessiccateurs et les bouteilles ont été détectées. Comme l'humidité relative dans la salle du laboratoire était importante pendant cette période, de 85%

à 95%, ces fuites ont pour effet d'augmenter l'humidité relative dans les dessiccateurs et de changer par conséquent la valeur de la succion imposée. Après la réparation de ces fuites, les variations de la teneur en eau sont revenues à l'état normal.

**Tableau III-4. Synthèse des résultats sur la teneur en eau finale des échantillons**

No.	$h$ mm	$d$ mm	$m_{\text{sec}}$ g	$\rho_d$ Mg/m <sup>3</sup>	Solution	T °C	s MPa	Méthode	w (%)
1	8,70	20,26	4,61	1,64	NaCl	20	39	salle	17,6
2	8,70	20,20	4,58	1,65		20	39		17,7
3	8,70	20,20	4,59	1,65		20	39		17,6
4	8,84	20,20	4,58	1,62	KCl	20	20		20,1
5	8,78	20,20	4,57	1,63		20	20		20,6
6	8,72	20,20	4,58	1,64	Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	20	20		20,1
7	8,75	20,16	4,57	1,64		20	82		11,3
8	8,69	20,17	4,58	1,65		20	82		11,7
9	8,66	20,17	4,57	1,65	MgCl <sub>2</sub>	20	82		11,3
10	8,73	20,18	4,57	1,64		20	145		7,4
11	8,75	20,19	4,56	1,63		20	145		7,5
12	8,80	20,20	4,43	1,57	K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	20	145		7,8
13	8,72	20,12	4,57	1,65		80	8	étuve	24,9
14	8,61	20,16	4,56	1,66		80	8		24,4
15	8,77	20,16	4,57	1,63	KCl	80	8		25,8
16	8,76	20,16	4,57	1,63		80	39		13,4
17	8,64	20,16	4,56	1,66		80	39		13,0
18	8,81	20,15	4,57	1,63	NaCl	80	39		14,4
19	8,73	20,12	4,57	1,65		80	47		11,9
20	8,57	20,12	4,56	1,68		80	47		12,1
21	8,74	20,13	4,57	1,64	NaNO <sub>3</sub>	80	47		12,5
22	8,71	20,15	4,57	1,65		80	67		8,0
23	8,59	20,14	4,56	1,67		80	67	bain	8,5
24	8,62	20,14	4,57	1,67	Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	80	67		7,6
25	8,74	20,13	4,56	1,64		80	184		5,4
26	8,72	20,12	4,58	1,65		80	184		5,5
27	8,70	20,12	4,58	1,66	NaCl	80	184		5,5
28	8,74	20,16	4,58	1,64		40	41		14,6
29	8,76	20,14	4,61	1,65		40	41		14,4
30	8,80	20,16	4,65	1,65	Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	40	41		14,6
31	8,90	20,16	4,61	1,62		40	33	bain	17,4
32	8,71	20,16	4,57	1,64		40	33		16,8
33	8,62	20,16	4,57	1,66	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	40	33		17,0
34	8,76	20,15	4,57	1,64	KCl	40	27		16,4
35	8,69	20,15	4,58	1,65		40	27		16,4
36	8,59	20,15	4,57	1,67		40	27		16,5
37	8,82	20,16	4,56	1,62	NaNO <sub>3</sub>	40	49		13,2
38	8,74	20,16	4,57	1,64		40	49		13,2
39	8,76	20,15	4,63	1,66		40	49		13,1
40	8,75	20,15	4,56	1,64	Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	40	104		8,4
41	8,70	20,14	4,56	1,65		40	104		8,6
42	8,70	20,14	4,60	1,66		40	104		8,3
43	8,74	20,18	4,56	1,63	MgCl <sub>2</sub>	60	180	étuve	5,6
44	8,70	20,18	4,61	1,66		60	180		5,4
45	8,56	20,18	4,57	1,67		60	180		5,6
46	8,70	20,18	4,58	1,65	K <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	60	6		27,4
47	8,66	20,17	4,57	1,65		60	6		27,2
48	8,57	20,18	4,58	1,67		60	6		28,1
49	8,76	20,19	4,57	1,63	KCl	60	33		15,0
50	8,66	20,18	4,58	1,66		60	33		15,0
51	8,61	20,18	4,58	1,67		60	33		15,0
52	8,73	20,17	4,58	1,64	NaCl	60	45		13,4
53	8,66	20,18	4,58	1,66		60	45		13,6
54	8,56	20,19	4,59	1,68		60	45		13,5
55	8,71	20,19	4,58	1,64	NaNO <sub>3</sub>	60	60		9,5
56	8,66	20,19	4,58	1,65		60	60		9,4
57	7,70	20,18	4,56	1,86		60	60		9,6
58	8,77	20,18	4,60	1,64	Mg(NO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub>	60	135		6,6
59	8,76	20,18	4,58	1,64		60	135		6,7
60	8,70	20,18	4,60	1,65		60	135		6,8



**Figure III-16. Variation de la teneur en eau des échantillons à 20 °C.**

Un autre problème s'est produit pour les échantillons à 39 MPa de succion, solution NaCl. La stabilisation de la teneur eau des échantillons a été atteinte après dix jours. Pendant la vérification du système le vingt deuxième jour, une distorsion du tube plastique dans la tête de la pompe péristaltique a été constatée. Cette distorsion avait empêché la circulation d'air dans le système. Après la résolution de ce problème, la teneur en eau des échantillons recommençait à augmenter. La stabilisation de la teneur en eau a été atteinte au soixantième jour. Les résultats finaux étaient en bonne concordance avec les résultats de Marcial (2003) sur la même bentonite, MX80a compactée, et à 20 °C. La durée totale des essais pour déterminer la courbe de rétention d'eau à 20 °C a été de 60 jours.

La variation de la teneur en eau des échantillons à 40 °C est présentée sur la Figure III-17. Comme les dessiccateurs ont été immergés dans le bain thermostaté à 40 °C, le montage et le démontage d'essais ont pris plus de temps que ceux à 20 °C. Afin de minimiser les perturbations liées à l'opération de pesée, les pesées à 40 °C ont été moins fréquentes. Les échantillons ont été pesés deux fois, deux semaines et trois semaines après l'installation du système. Les valeurs de la teneur en eau obtenues à la fin de la deuxième semaine étaient identiques à celles obtenues à la fin de la troisième semaine. Cette égalité a montré que la teneur en eau des échantillons avait déjà atteint la stabilisation avant la fin de la deuxième semaine.

La variation de la teneur en eau des échantillons qui ont été mis dans les dessiccateurs à l'étuve à 60 °C est tracée sur la Figure III-18. La première pesée a été effectuée après 11 jours. La deuxième pesée au dix-septième jour a donné des valeurs identiques à la pesée précédente sauf pour le cas des échantillons dans le dessiccateur contenant la solution K<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>. La dernière pesée au vingt-quatrième jour a montré que la stabilisation de la teneur en eau des échantillons dans ce dessiccateur avait été atteinte dès le dix-septième jour.

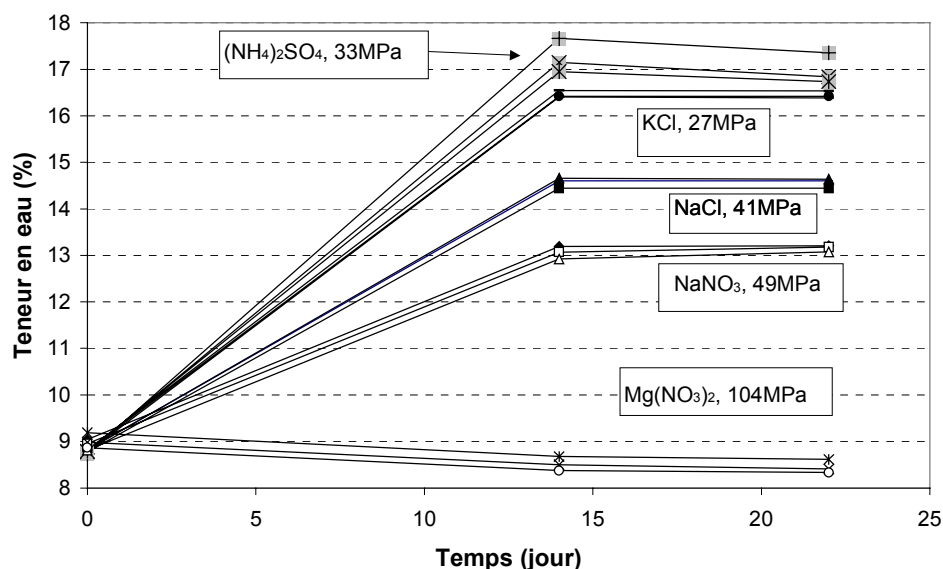


Figure III-17. Variation de la teneur en eau des échantillons à 40 °C.

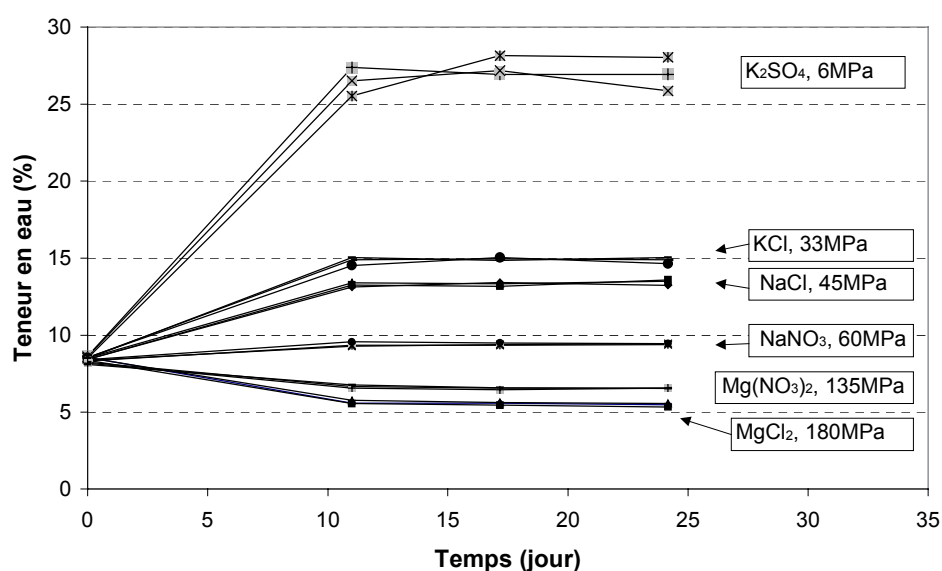


Figure III-18. Variation de la teneur en eau des échantillons à 60 °C.

La variation de la teneur en eau à 80 °C de température est montrée sur la Figure III-19. Les pics observés sur deux courbes à une succion de 8 MPa, solution K<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, sont dus à la tombée des gouttes d'eau condensée du couvercle du dessiccateur sur l'échantillon. La troisième coupelle dans ce dessiccateur était placée en dessous des deux autres et a été donc protégée par celles-ci. La teneur en eau de l'échantillon dans cette coupelle a évolué alors normalement. La condensation de l'eau dans le dessiccateur était due certainement à la fluctuation de température dans l'étuve.

Comme l'humidité relative dans ce dessiccateur était proche de l'état de saturation, 95%, le moindre léger refroidissement du dessiccateur pourrait causer des condensations d'eau sur sa

surface intérieure. Ceci explique le fait que dans les autres dessiccateurs où l'humidité relative était loin de la saturation (100%), la condensation d'eau n'avait pas été observée. Pour les échantillons à une succion de 67 MPa, solution  $\text{NaNO}_3$ , aucun échange d'eau n'a été observé, ce qui montre que la succion initiale dans le sol à 80 °C était proche de cette valeur.

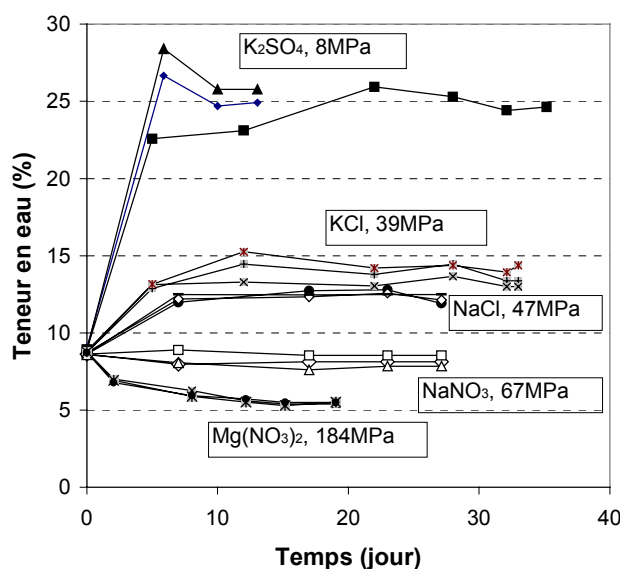


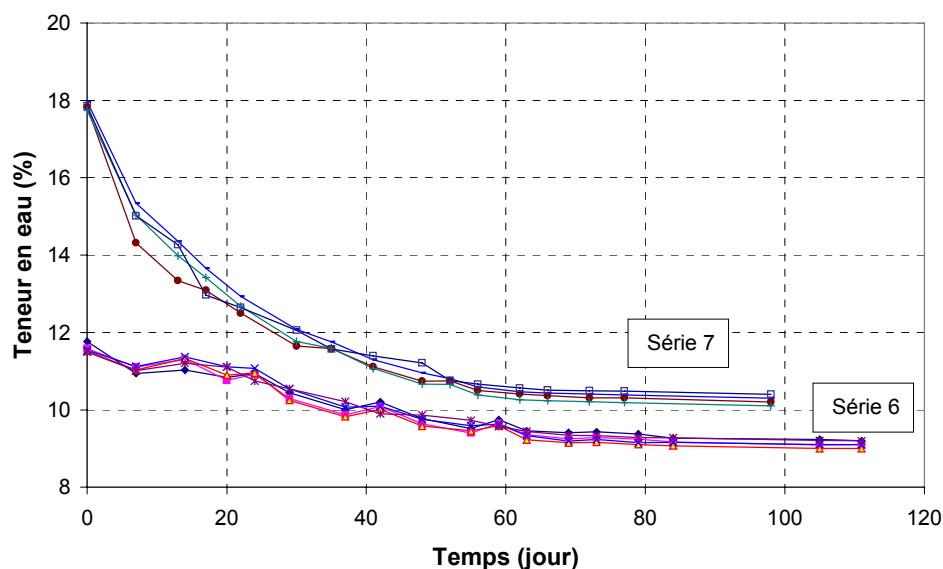
Figure III-19. Variation de la teneur en eau des échantillons à 80 °C.

### III.3.2.2 Résultats des essais sur des grands échantillons

Des grands échantillons sont ceux utilisés dans les travaux de mesure de la conductivité thermique ou de compression isotrope. La variation de la teneur en eau lors du séchage des échantillons utilisés dans les séries 6 et 7 est présentée sur la Figure III-20. Les échantillons de la série 6 ont été compactés avec la poudre de la bentonite MX80b à 11,7% de teneur en eau, alors que les échantillons de la série 7 ont été compactés à une teneur en eau initiale de 17,9%. Les valeurs de la masse volumique sèche de ces échantillons sont entre 1,5 et 1,8  $\text{Mg/m}^3$ . Leur dimension est de 50 mm de diamètre et de 70 mm de hauteur. Après le compactage, ils ont été placés dans une boîte hermétique connectée à une bouteille contenant la solution  $\text{K}_2\text{CO}_3$  saturée. La circulation d'air assurée par une pompe pneumatique entre la bouteille et la boîte permettait de maintenir la succion dans la boîte à 110 MPa. Avec cette installation, les échantillons ont été séchés et leurs teneurs en eau ont diminué.

La Figure III-20 présente la variation de la teneur en eau de ces échantillons en fonction du temps. Le temps nécessaire pour arriver à l'état d'équilibre a été de trois mois. Les comportements des échantillons dans une même série (de même teneur en eau initiale) étaient identiques. Ce phénomène montre que la masse volumique sèche initiale n'a eu aucune influence sur la cinétique d'échange d'eau avec la méthode par phase vapeur. Le temps nécessaire pour arriver à l'état d'équilibre semble indépendant du gradient de succion : il était de près de 80 jours pour les deux groupes d'échantillon.





**Figure III-20 : Variation de la teneur en eau des échantillons utilisés dans les séries 6 et 7 pour l'étude de la conductivité thermique.**

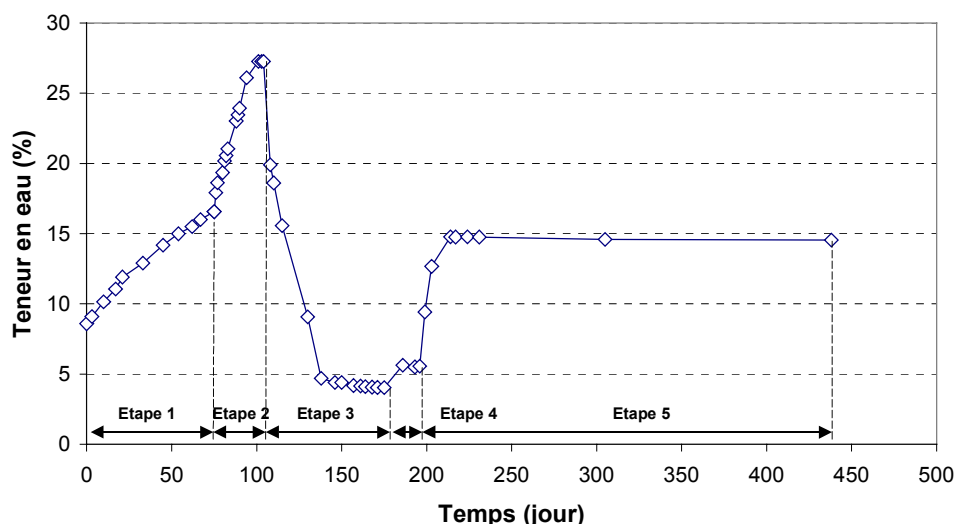
La Figure III-21 présente la variation de la teneur en eau d'un échantillon utilisé pour les essais de compression isotrope. Cet échantillon a été préparé par un compactage isotrope de la poudre de bentonite MX80a avec une teneur en eau initiale de 8,6% (préparée par la solution  $K_2CO_3$ ,  $s = 110$  MPa). Ses dimensions initiales étaient de 70 mm de diamètre et de 10 mm de hauteur. Cet échantillon a été ensuite soumis aux étapes d'humidification et de séchage.

Dans la première étape, la coupelle contenant l'échantillon a été placée dans un dessiccateur contenant la solution saturée  $K_2SO_4$  ( $s = 4$  MPa). Après 75 jours, la teneur en eau du sol a évolué lentement de 8,6% à 16,6%. Ensuite, dans la deuxième étape, la coupelle a été déplacée vers une boîte en plastique connectée avec une bouteille contenant la solution  $K_2SO_4$  saturée. Une pompe pneumatique assurait la circulation d'air entre la bouteille et la boîte durant cette étape. La vitesse d'échange de vapeur d'eau entre le sol et l'air ambiant s'est améliorée par rapport à la première étape où il n'y avait pas de circulation d'air. Cette amélioration peut être observée par le changement de pente sur la Figure III-21. La teneur en eau a évolué de 16,6% à 27,3% après 30 jours. Ce phénomène a confirmé les observations faites par Marcial et al. (2002) lors du séchage des pâtes de bentonite.

Dans l'étape 3, la solution  $K_2SO_4$  saturée a été remplacée par la solution LiCl saturée ( $s = 262$  MPa). Pendant ce séchage durant 70 jours, la teneur en eau du sol a diminué de 27,3% à 4,0%. Dans l'étape 4, la solution saturée de LiCl a été remplacée par la solution saturée de  $K_2CO_3$  ( $s = 110$  MPa). La teneur en eau du sol s'est stabilisée à 5,6% après 20 jours sous cette condition.

Dans la cinquième étape, la circulation d'air a été enlevée et la solution saturée de NaCl a été versée directement au fond de la boîte. La boîte a ensuite été fermée par un couvercle hermétique. La teneur en eau a augmenté aussi vite que dans le cas où la circulation d'air a été

utilisée. Si l'on compare l'étape 1 et l'étape 5, la méthode de contrôle de succion avec la phase vapeur a été utilisée dans les deux cas sans circulation d'air ; la dimension de l'échantillon du sol était identique. La seule différence réside dans l'aire de la surface de la solution qui était plus importante dans l'étape 5 (la dimension de la boîte était plus importante que celle du dessiccateur). Cette différence a amélioré l'échange d'eau entre la solution et l'air ambiant pour l'étape 5.



**Figure III-21. Variation de la teneur en eau de l'échantillon utilisé pour la compression isotrope (Iso - MX80a).**

### III.3.3 Courbes de rétention d'eau à différentes températures

Sur la Figure III-22, les valeurs moyennes de la teneur en eau finale dans chaque dessiccateur sont présentées en fonction de la succion. Chaque point représente alors la teneur en eau finale moyenne correspondant à une succion et à une température. Les points représentant les dessiccateurs contenant les mêmes solutions salines sont liés. Deux courbes de tendance ont été ajoutées pour les points à 20 °C et à 80 °C.

On observe que la succion générée par une solution saline à une température plus élevée est plus forte. Par conséquent, à une valeur de succion plus grande, la teneur en eau finale dans l'échantillon était plus petite. Cette diminution de teneur en eau apparaît plus importante que celle due à l'augmentation de la succion à une température fixe. En conclusion, la capacité de la rétention d'eau a diminué à cause de l'augmentation de la température. La descente de la courbe de rétention d'eau à 80 °C par rapport à celle à 20 °C le prouve bien.

Les teneurs en eau finales à différentes succions et températures de tous les 60 échantillons sont présentées sur la Figure III-23. Quatre courbes de tendance ont été ajoutées pour présenter quatre courbes de rétention d'eau à quatre valeurs de température différentes. La courbe de rétention d'eau à une température plus élevée se trouve en dessous de celle à une température plus basse. Par conséquent, à une même valeur de succion, la teneur en eau du sol

à une température plus élevée est moins importante que celle à une température plus basse. Autrement dit, l'augmentation de la température diminue la capacité de rétention d'eau du sol.

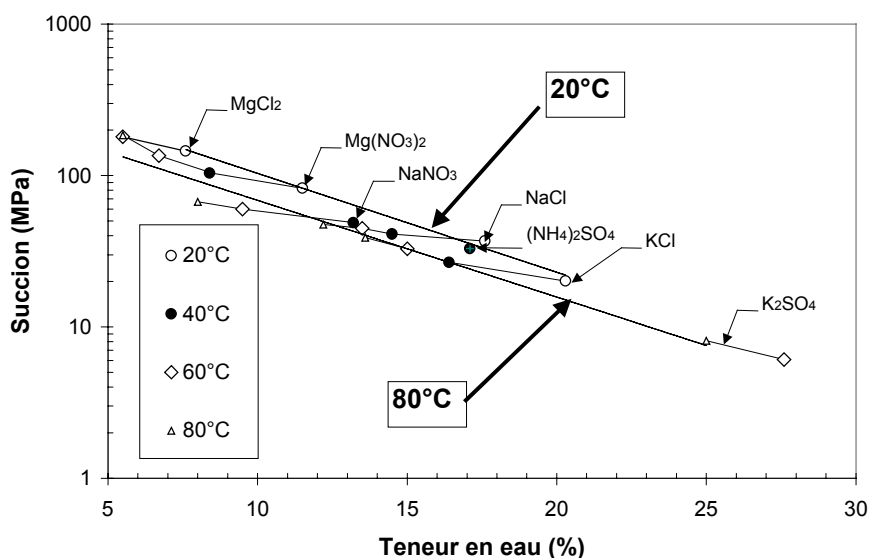


Figure III-22. Effet de la température sur la rétention d'eau.

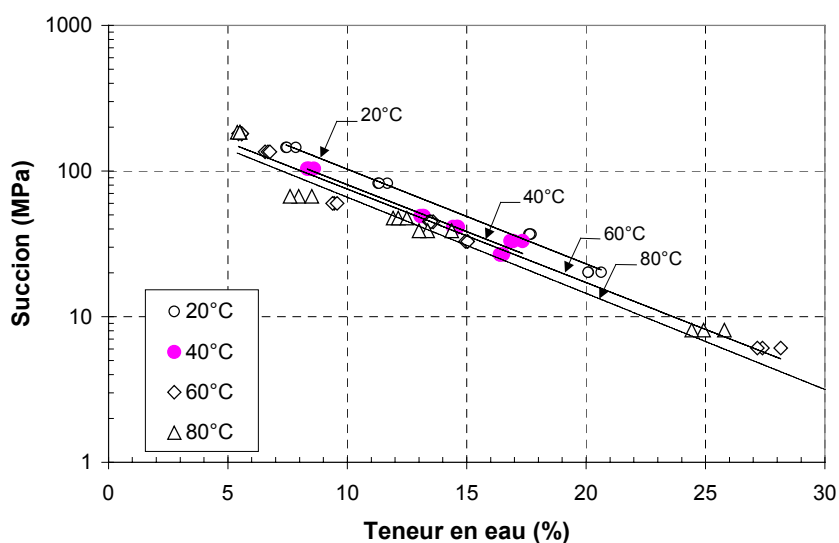


Figure III-23. Courbes de rétention d'eau isotherme à différentes températures.

De même, les courbes de rétention d'eau isothermes ont montré une diminution de la succion du sol lors d'un échauffement à une valeur de teneur en eau fixe. La relation entre la variation de la succion du sol et la variation de la température pour une valeur de teneur en eau donnée peut être quantifiée par:  $\Delta \lg s / \Delta T^\circ = -2,9 \times 10^{-3} (1/^\circ\text{C})$ .

### III.3.4 Modélisation de l'effet de la température

Les résultats expérimentaux ont montré une diminution de la capacité de rétention d'eau due à l'augmentation de la température. Dans ce travail, une modélisation simple a été réalisée pour estimer la diminution de la succion du sol due à l'augmentation de la température. Selon cette méthode, l'eau dans le sol est supposée retenue par le phénomène de capillarité.

La succion capillaire est calculée selon la loi de Jurin par la formule suivante :

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \theta}{r} \quad [III-7]$$

Dans cette formule :  $u_a - u_w$  (en Pa) est la succion capillaire ;  $T_s$  (N/m) est la tension surfacique eau-air,  $T_s (mN/m) = -2,707 \times 10^{-4} \times T^{\circ 2} - 0,142 \times T^{\circ} + 75,69$ , d'après les données reportées par Fredlund et Rahardjo (1993) ;  $T^{\circ}$  (°C) est la température ;  $\theta$  est l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide, il est souvent supposé égal à zéro pour l'eau ;  $r$  (m) est le rayon du pore cylindrique.

La relation entre la succion calculée et le rayon du pore à 20 °C et 80 °C est tracée sur la Figure III-24. Pour une valeur de rayon du pore donnée, l'augmentation de la température engendre une diminution de la succion capillaire. Cette diminution peut être quantifiée par :  $\Delta \lg s / \Delta T^{\circ} = -1,1 \times 10^{-3} (1/^{\circ}C)$ .

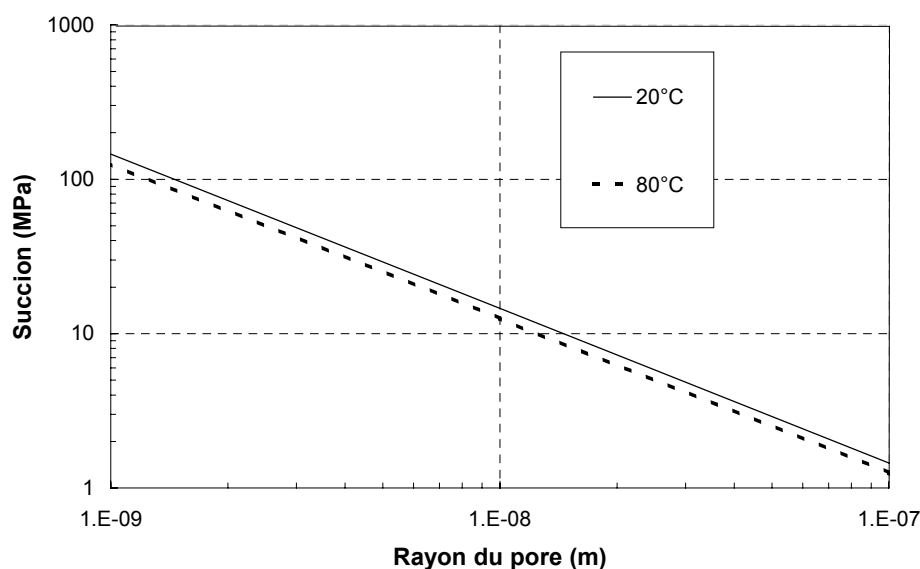


Figure III-24. Relation entre la succion capillaire et le rayon du pore à 20 °C et 80 °C.

La diminution de la succion lors de l'échauffement ( $\Delta \lg s / \Delta T^{\circ}$ ) mesurée expérimentalement est de  $-2,9 \times 10^3 (1/^{\circ}C)$  tandis que la valeur calculée par la modélisation est de  $-1,1 \times 10^3 (1/^{\circ}C)$ . La valeur calculée est de l'ordre d'un tiers de la valeur expérimentale. En conclusion, la modélisation de l'influence de la température sur la succion du sol basée sur le

changement de la tension surfacique eau-air n'est pas suffisante pour expliquer les phénomènes observés expérimentalement. La même conclusion a été tirée par Olchitzky (2002) sur la bentonite FoCa7.

### III.3.5 Propriétés de rétention d'eau

Pour une analyse détaillée des propriétés de la rétention d'eau de la bentonite MX80, les teneurs en eau finales de plusieurs échantillons sont regroupées sur la Figure III-25. Ce sont des essais réalisés à température ambiante (20 °C). Les résultats présentés comportent les données obtenues lors des études sur les propriétés de rétention à 20 °C, sur la conductivité thermique, et sur le comportement thermo-hydro-mécanique en cellule isotrope. Comme l'on peut voir à travers des différentes procédures de préparation d'échantillon, les points présentés sur la figure ont été obtenus en suivant soit un chemin de séchage soit un chemin d'humidification.

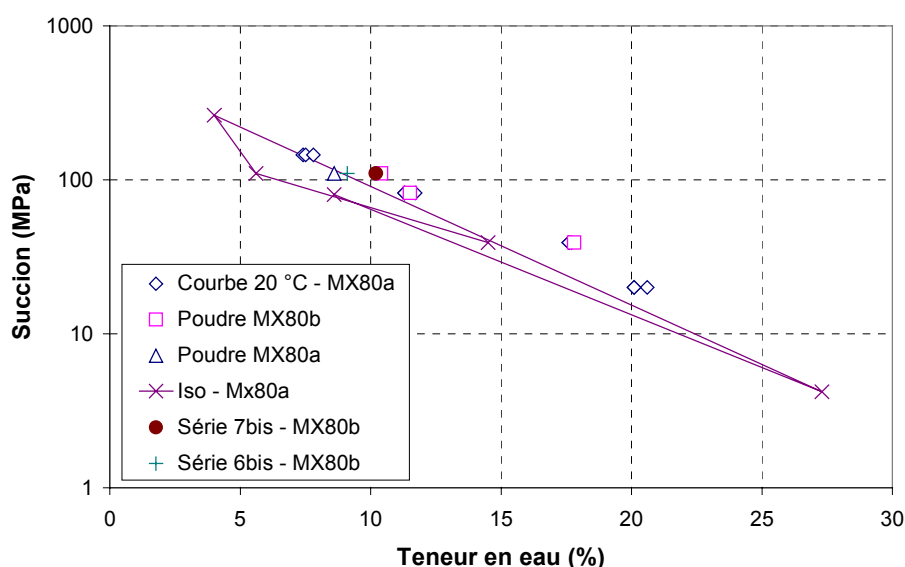


Figure III-25. Propriétés de la rétention d'eau.

En comparant la teneur en eau de deux poudres à la succion imposée de 110 MPa, une différence de la capacité de rétention d'eau de deux bentonites MX80 peut être constatée. La bentonite MX80b a une teneur en eau plus importante que celle de la bentonite MX80a ( $w = 8,5\%$  pour la MX80a et  $10,4\%$  pour la MX80b). La capacité de rétention d'eau de la bentonite MX80b est donc plus forte que celle de la bentonite MX80a. Dans le travail précédent sur la mesure de la conductivité thermique, il a été conclu que la conductivité thermique de la bentonite MX80a était plus importante que celle de la bentonite MX80b à une même teneur en eau et masse volumique sèche. L'explication donnée était que la proportion du minéral de quartz de la bentonite MX80a était plus importante que celle de la bentonite MX80b. Par conséquent, malgré le manque d'analyses minéralogiques sur ces deux bentonites, on en conclut que l'augmentation de la proportion du quartz serait compensée par

une diminution de la proportion de la montmorillonite. Comme la montmorillonite est un minéral déterminant pour la capacité de rétention d'eau des argiles, la différence de la proportion de ce minérale a pu entraîner une différence en capacité de rétention d'eau. Suivant ces raisonnements, la capacité de rétention d'eau de la bentonite MX80a est moins forte que celle de la bentonite MX80b parce que sa proportion de montmorillonite est moins importante.

L'effet de l'histoire hydrique peut aussi être analysé grâce aux résultats sur les échantillons des séries 6bis et 7bis. Les échantillons de la série 6bis ( $w = 9,1\%$ ) ont été séchés à partir des échantillons de la série 6 ( $w = 11,7\%$ ) ; les échantillons de la série 7bis ( $w = 10,2\%$ ) ont été séchés à partir des échantillons de la série 7 ( $w = 17,9\%$ ). La teneur en eau finale était donc plus importante quand la teneur en eau initiale était plus importante. Les résultats présentés sur la Figure III-20 montre également que le comportement des échantillons dont la masse volumique sèche comprise entre  $1,45 \text{ Mg/m}^3$  à  $1,85 \text{ Mg/m}^3$  est identique. On peut conclure ainsi que l'influence de la masse volumique sèche sur la rétention d'eau est très faible.

La courbe de rétention d'eau de l'échantillon utilisé pour les essais de compression isotrope a confirmé l'effet de l'histoire hydrique. En effet, pour ces essais, l'échantillon a été compacté à partir de la poudre de bentonite MX80a préparée à une succion de 110 MPa qui a donné une teneur en eau initiale 8,5%. Après le compactage, la succion initiale dans l'échantillon a été supposée proche de 80 MPa. Il a été ensuite humidifié jusqu'à une succion de 4 MPa et séché jusqu'à 262 MPa de succion. Lors de l'humidification jusqu'à 110 MPa et 39 MPa de succion, leurs valeurs de teneur en eau étaient inférieures à des valeurs obtenues sur les autres échantillons aux succions identiques. En fait, le séchage de l'échantillon jusqu'à une très haute succion (262 MPa) a réduit la capacité de rétention d'eau du sol lors de l'humidification.

L'influence de l'histoire hydrique sur la courbe de rétention d'eau est souvent examinée en terme de «réversibilité de la courbe de rétention d'eau». Montes-Hernandez et al. (2003a) ont observé des hystérésis sur la courbe de rétention de la bentonite MX80 lors de cycles d'humidification/séchage avec le contrôle de succion par phase vapeur. Delage et Cui (2000) ont expliqué cette hystérésis, souvent observée sur plusieurs types de sol, par le mécanisme capillaire de la rétention d'eau. Sur la courbe de rétention de la bentonite FoCa7 fortement compactée, Delage et al. (1998) a observée une très nette réversibilité. Ils ont constaté que cette courbe était indépendante de l'histoire hydrique. En fait, dans le travail de Delage et al. (1998), l'argile a été compactée tellement forte que les macro-pores avaient disparu sous l'effet mécanique. Le comportement du sol sous les sollicitations hydriques a été entièrement gouverné par les interactions entre les plaquettes d'argile et l'eau.

### III.3.6 Discussion

#### III.3.6.1 Utilisation des méthodes de contrôle par phase vapeur

Pour la détermination des courbes de rétention en condition isotherme, trois méthodes ont été appliquées pour le contrôle de succion par phase vapeur. Pour les essais à 20 °C, une circulation d'air assurée par une pompe péristaltique a été utilisée en espérant qu'elle accélère l'échange d'eau entre le sol et la solution saline. Tout le système a été placé dans une salle climatisée pour le contrôle de température. Pour les essais à haute température, la solution saline a été introduite au fond du dessiccateur. Les dessiccateurs ont été immergés dans un bain thermostaté pour les essais à 40 °C et placés dans l'étuve pour les essais à 60 °C et à 80 °C.

Le contrôle de succion par phase vapeur pour les essais mécaniques à température ambiante est souvent effectué avec circulation d'air. Les essais oedométriques à succion contrôlée réalisés par Bernier et al. (1997), Cui et al. (2002a), Lloret et al. (2003), Marcial (2003) ont montré que la circulation d'air au travers des embases a favorisé l'échange de vapeur d'eau entre l'air humide et le sol. Cette amélioration a réduit le temps nécessaire pour que le sol atteigne l'état d'équilibre à une semaine (Bernier et al. 1997) contre plus de trois semaines pour les essais oedométriques à succion contrôlée sans circulation d'air réalisés par Belanteur et al. (1997), Villar (1999), Cuisinier et Masrouri (2002). De plus, les essais réalisés par Marcial et al. (2002) sur des bentonites ont confirmé aussi l'efficacité de la circulation d'air sur la réduction de la durée d'essais.

Dans le présent travail, l'influence de la circulation d'air sur l'échange d'eau entre la solution saline et le sol a été aussi observée dans l'essai réalisé avec l'échantillon Iso-MX80a. Toutefois, dans le travail de détermination des courbes de rétention d'eau en condition isotherme, la durée des essais à 20 °C avec circulation d'air a été en réalité plus longue que celle des essais à hautes températures sans circulation d'air. Ceci était probablement dû à plusieurs problèmes techniques survenus dans le système de circulation d'air.

Pour la réalisation des essais de rétention d'eau à 40 °C, au début, l'application de la circulation d'air a été tentée. Le même système utilisé pour les essais à 20 °C a été essayé. Les échantillons ont été placés dans le dessiccateur, une bouteille contenant une solution saline saturée a été connectée avec le dessiccateur et une pompe péristaltique. La bouteille et le dessiccateur étaient immergés dans un bain thermostaté à 40 °C, la pompe péristaltique devait pourtant rester hors du bain et donc à température ambiante, à 20 °C. Le premier essai lancé avec cette configuration a été échoué. En fait, l'écart entre la température de différents points sur la circulation d'air était trop important. La température dans le dessiccateur était de 40 °C et la température du tuyau au niveau de la tête de la pompe péristaltique était de 20 °C. Cet écart a causé l'apparition de l'eau condensée dans le tuyau au niveau de la tête de la pompe. Quand l'air humide chaud sortant de la bouteille est arrivé à ce niveau, il a été refroidi en provoquant la condensation. Avec cet écart de température, l'humidité relative de l'air n'était

pas stable quand l'air circulait dans le système. Par conséquent, un bon contrôle de succion avec ce système n'a pas été possible.

À cause des problèmes observés pour les premiers essais à 40 °C avec la circulation d'air, le système de circulation d'air a été enlevé et la solution saline saturée a été mise directement au fond du dessiccateur. Les résultats obtenus ont montré que l'état d'équilibre a été obtenu après moins de deux semaines. De plus, la teneur en eau du sol a été constante après une semaine. Cette observation a prouvé que la succion dans le dessiccateur était très stable avec cette configuration d'essai sans circulation d'air. Pourtant, en pratique, avec cette méthode, la pesée des échantillons était plus délicate à réaliser que celle pour les essais à 20 °C. A 40 °C, tout d'abord, il a fallu enlever les couches polystyrènes sur la surface d'eau du bain thermostaté (voir la Figure II-8). Ensuite, les plaques en aluminium, sur lesquels les dessiccateurs étaient fixés, ont été sorties de l'eau. Puis, les fils qui servaient à fixer le dessiccateur à la plaque ont été enlevés. Finalement, les coupelles ont été sorties du dessiccateur pour des pesées rapides. Toute cette procédure devait être faite rapidement pour que le refroidissement du dessiccateur dû au démontage n'influence pas la masse du sol.

Pour une raison de sécurité lors de la pesée des échantillons, le bain thermostaté n'a pas été utilisé pour les essais à 60 °C et 80 °C. Ces deux séries d'essais ont été réalisées à l'étuve. Les procédures à suivre pour la pesée régulière des échantillons étaient donc plus simples que pour les essais à 40 °C. En plus, moins de problèmes techniques sont survenus avec cette méthode par rapport à l'utilisation de la circulation d'air à 20 °C. Pourtant, la fluctuation de la température due à la circulation d'air dans l'étuve a entraîné aussi une variation de la valeur d'humidité relative dans le dessiccateur. En fait, les valeurs de teneur en eau mesurées par les essais à bain thermostaté (40 °C) étaient plus stables dans le temps que celles des essais à l'étuve (60 °C et 80 °C).

En conclusion, pour les essais de rétention d'eau en condition isotherme, la méthode de contrôle de succion par phase vapeur devrait être adaptée pour chaque valeur de température. Pour les essais à température ambiante, la circulation d'air est recommandée. Pourtant, des vérifications devraient être réalisées régulièrement pour éviter d'éventuels problèmes techniques sur le système de circulation d'air. Pour les essais à une température inférieure à 40 °C, l'utilisation du bain thermostaté sans circulation d'air est recommandée. A ce niveau de température, il est encore possible de plonger les mains dans l'eau pour manipuler. Pour les essais à hautes températures, l'étuve est recommandée.

Les résultats obtenus sur la variation de la teneur en eau dans le temps n'ont pas permis d'évaluer l'effet de la température sur l'échange d'eau entre le sol et la solution saline. En revanche, l'effet de la taille d'échantillon était très net. Plus l'échantillon est petit, plus le temps pour atteindre l'équilibre est court. De plus, on a observé que cet échange dans la boîte plastique, donc la surface entre l'eau et l'air ambiant était grande, a été bien meilleur que celui dans le dessiccateur.



### III.3.6.2 Propriétés de la rétention d'eau

Les résultats expérimentaux ont montré une diminution de la capacité de rétention d'eau de la bentonite MX80 avec l'augmentation de la température. Cette observation est en concordance avec les résultats trouvés dans la littérature. Cet effet est souvent très léger à faible succion et négligeable à forte succion.

Pour mieux comprendre l'effet de la température sur la capacité de rétention d'eau, il faut étudier le mécanisme d'emmagasinement de l'eau dans le sol. Dans des argiles gonflantes, l'eau est retenue par deux mécanismes : la capillarité et l'absorption. D'une part, les molécules d'eau sont absorbées sur les surfaces des feuillets argileux par les forces physico-chimiques, et d'autre part, les molécules d'eau se trouvant dans les pores inter-agrégats sont retenues par la succion capillaire. L'effet de la température sur la rétention d'eau par la capillarité peut être étudié par la diminution de la tension superficielle eau-air avec l'élévation de la température. Les calculs effectués ont montré que l'effet de la température sur la diminution de la tension superficielle eau-air n'était pas suffisant pour expliquer la diminution de la capacité de rétention d'eau avec l'échauffement.

Les travaux sur des argiles gonflantes ont souvent relevé le rôle important de l'effet physico-chimique ou de l'eau adsorbée sur la rétention d'eau. Les résultats de ce travail ont montré aussi que la capillarité n'était pas le mécanisme dominant dans la rétention d'eau de la bentonite. La température peut influencer la capacité de rétention au travers des mécanismes physico-chimiques.

## III.4 Conclusions

Dans ce chapitre, la conductivité thermique de plusieurs échantillons de bentonite MX80 compactée a été mesurée. Les résultats expérimentaux ont montré l'effet de la teneur en eau, de la masse volumique sèche, de la teneur volumique des phases, de la microstructure du sol et de la minéralogie sur la conductivité thermique. L'étude sur l'évaluation des modèles existants et du modèle proposé a conduit à quelques recommandations sur l'utilisation des modèles pour estimer la conductivité thermique de la bentonite compactée.

Les courbes de rétention d'eau en condition isotherme ont été réalisées. Les résultats ont montré que l'augmentation de la température a réduit la capacité de rétention d'eau de la bentonite MX80. Une modélisation, basée sur la diminution de la tension superficielle eau-air, a été réalisée pour estimer la diminution de la succion capillaire avec la température. La comparaison entre la modélisation et les résultats expérimentaux a montré que le mécanisme capillaire seul n'était pas suffisant pour expliquer les mécanismes de rétention d'eau de la bentonite. L'effet de la minéralogie sur la rétention d'eau et la réversibilité de la courbe de rétention d'eau ont été aussi analysés. Au niveau de la technique expérimentale, des paramètres influençant l'échange d'eau entre le sol et la solution saline saturée ont été aussi étudiés.

## Chapitre IV Comportement thermo-hydro-mécanique

### IV.1 Programme d'essais

Dans ce chapitre, le comportement expérimental de la bentonite MX80 compactée sous les sollicitations thermiques, hydrauliques et mécaniques est présenté. Cette étude a été réalisée principalement en cellules isotropes.

Pour la préparation d'échantillons, la poudre de bentonite MX80b a été d'abord séchée dans l'air à l'humidité relative de 44% (solution  $K_2CO_3$ ,  $s = 110$  MPa). La teneur en eau à l'état d'équilibre était de  $10 \pm 2\%$ . La poudre a été ensuite compactée dans une cellule de compression isotrope jusqu'à une pression maximale de 40 MPa. 7 échantillons, labellés de A à G, ont été compactés. Les courbes de compactage de 3 échantillons parmi eux sont présentées sur la Figure IV-1. Sur cette figure, l'indice des vides de l'échantillon au dernier palier de déchargement a été pris égal à l'indice des vides des échantillons après l'usinage. En fait, juste après le compactage isotrope, la forme de l'échantillon récupéré n'était pas vraiment cylindrique. Par conséquent, la détermination du volume du sol et donc de l'indice des vides du sol après le compactage n'a pu être effectuée que sur les échantillons usinés. L'indice des vides du sol sur la Figure IV-1 correspondant à chaque palier de chargement a été calculé à partir de l'indice des vides final, du volume final de l'échantillon et de la variation du volume d'eau dans le GDS enregistrée pendant le compactage.

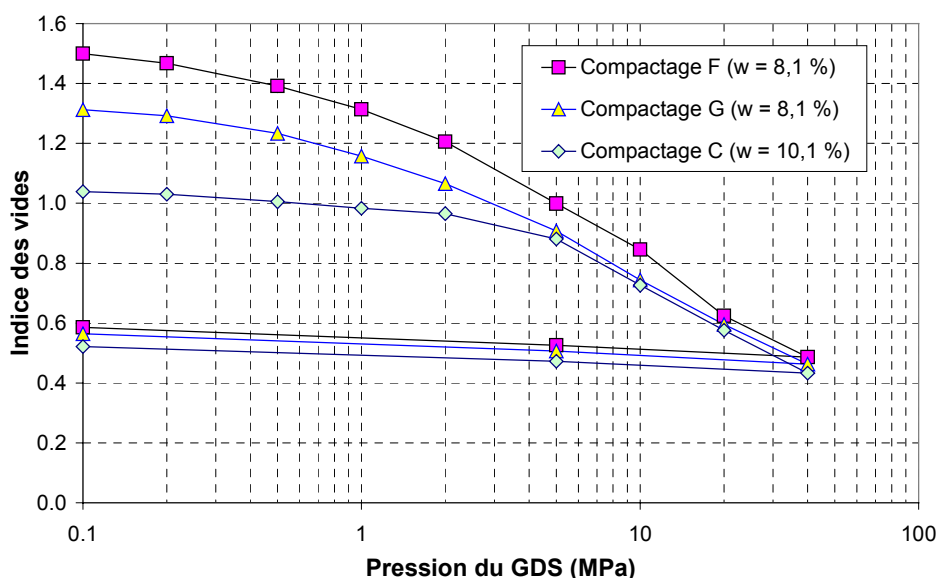


Figure IV-1. Compactage isotrope de la bentonite MX80.

La Figure IV-1 montre que les indices des vides initiaux des différents montages étaient différents. Ils étaient de 1,0 à 1,5 après le montage d'essai. Pourtant, lors du compactage jusqu'à 40 MPa de pression, les indices des vides des différents échantillons étaient similaires

et proches de 0,45. Avec ces procédures de compactage, l'indice des vides des échantillons après de compactage étaient de  $0,55 \pm 0,03$ .

Après le compactage, l'usinage de chaque échantillon compacté a pu créer environ cinq petits échantillons d'environ 80 mm de diamètre et 10 mm de hauteur. La succion du sol de ces échantillons a été ensuite imposée par le contrôle de succion par phase vapeur. Le Tableau IV-1 présente les paramètres initiaux des échantillons avant la mise en place dans la cellule.

Les échantillons usinés sont numérotés de 01 à 26. Les lettres qui précèdent les numéros indiquent les différents grands échantillons compactés. Les échantillons usinés provenant d'un même échantillon compacté ont été humidifiés ou séchés d'une même façon. Ainsi, ces échantillons ont eu la même teneur en eau finale et la même masse volumique sèche à la fin de la phase de préparation. Un échantillon dans chaque série a été utilisé pour déterminer la teneur en eau à la fin de la phase de préparation. Ces échantillons témoin (A01, B10, C12, D17, E25) n'ont pas pu être récupérés pour la réalisation des essais de compression isotrope.

**Tableau IV-1. Paramètres initiaux des échantillons utilisés pour la compression isotrope.**

Ech.	Essai	$m(g)$	$h(mm)$	$d(mm)$	$V(mm^3)$	$w(\%)$	$m_d(\%)$	$\rho_d(\%)$	$S_r(\%)$	$e$
A01	—	108,70	11,75	83,20	63881	17,16	92,78	1,452	52,6	0,900
A02	Iso02	104,66	12,25	80,00	61575	17,16	89,33	1,451	52,5	0,902
A04	Iso01	96,26	11,25	80,00	56549	17,16	82,16	1,453	52,6	0,900
A05	Iso03	118,52	13,85	80,00	69618	17,16	101,16	1,453	52,7	0,899
B07	Iso05	103,69	11,80	80,00	59313	17,05	88,59	1,494	55,5	0,848
B09	Iso04	104,09	11,85	80,00	59565	17,05	88,93	1,493	55,4	0,849
B10	—	113,63	12,32	82,00	65062	17,05	97,08	1,492	55,4	0,850
C12	—	140,61	16,95	84,40	94830	23,20	114,13	1,204	49,5	1,293
C13	Iso12	129,15	17,30	80,00	86959	23,20	104,83	1,206	49,7	1,290
C14	Iso09	119,92	16,10	80,00	80927	23,20	97,34	1,203	49,5	1,295
C15	Iso11	118,28	15,85	80,00	79671	23,20	96,01	1,205	49,6	1,290
D16	Iso10	113,12	13,55	80,00	68110	16,80	96,85	1,422	49,3	0,941
D17	—	140,35	13,50	89,30	84553	16,80	120,16	1,421	49,2	0,942
D18	Iso08	108,76	13,04	80,00	65546	16,80	93,12	1,421	49,2	0,943
D19	Iso13	112,66	13,50	80,00	67860	16,80	96,46	1,421	49,2	0,942
E21	Iso06	145,14	14,30	80,50	72781	9,42	132,65	1,823	50,5	0,514
E22	Iso07	109,13	10,75	80,50	54710	9,42	99,74	1,823	50,6	0,514
E24	Iso15	115,27	11,35	80,50	57770	9,42	105,35	1,824	50,6	0,513
E25	—	99,61	9,80	80,50	49878	9,42	91,04	1,825	50,7	0,512
E26	Iso14	133,80	13,20	80,50	67180	9,42	122,28	1,820	50,3	0,516

Lors du montage d'essai, les échantillons ont été taillés après la mise à succion initiale (par un papier de verre) pour avoir un diamètre de 80 mm, sauf le cas des échantillons de la série E, à cause de leur rigidité trop importante. La hauteur de l'échantillon ( $h$ ) a été mesurée avec un pied à coulisse de précision de  $\pm 0,01$  mm. La masse de l'échantillon ( $m$ ) a été déterminée par une balance de précision de  $\pm 0,01$  g. La teneur en eau ( $w$ ) a été prise égale à celle de l'échantillon témoin. Les échantillons des séries A, B et D ont été humidifiés à une succion de

39 MPa (solution NaCl), leurs teneurs en eau étaient de  $17,0 \pm 0,2\%$ . Les échantillons de la série D ont été humidifiés à une succion de 9 MPa (solution  $\text{KNO}_3$ ), la teneur en eau finale était de 23,2%. La teneur en eau des échantillons de la série E était de 9,42%. Ces échantillons ont été séchés à une succion de 110 MPa (solution  $\text{K}_2\text{CO}_3$ ) après le compactage. En fait, la succion dans la poudre de compactage était de 110 MPa. Après le compactage, elle a diminué à 80 MPa environ. Lors du séchage à une succion de 110 MPa, la teneur en eau du sol a diminué de 10,4% (teneur en eau de la poudre pour le compactage de l'échantillon E) à 9,42% (teneur en eau des échantillons dans la série E après le séchage). La diminution de la succion du sol lors du compactage a été observée par Cui (1993) et Yahia-Aissa (1999). Dans le Tableau IV-1, le degré de saturation et l'indice des vides ont été calculés en prenant une masse volumique des solides égale à  $2,76 \text{ Mg/m}^3$  (Madsen 1998).

Le Tableau IV-2 présente le programme des essais réalisés aux quatre postes de compression isotrope. 15 essais au total ont été réalisés. Après la mise en place de l'échantillon dans la cellule, les conditions initiales ont été imposées ( $p = 0,1 \text{ MPa}$  ;  $T^\circ = 25,0 \text{ }^\circ\text{C}$ ). Ensuite, les chemins de chargement thermique et mécanique ont été appliqués. Dans ce programme, aucun changement de succion a été appliqué dans la cellule. Les essais réalisés sont à succion constante grâce au contrôle de succion par la solution saline contenue dans la coupelle. La pression a été appliquée par les GDS à haute pression et à basse pression. Elle varie de 0,1 MPa à 50 MPa. Le changement de la température de  $25 \text{ }^\circ\text{C}$  à  $90 \text{ }^\circ\text{C}$  a été réalisé grâce à une pompe thermostat.

## IV.2 Déformation volumique sous chargement hydrique

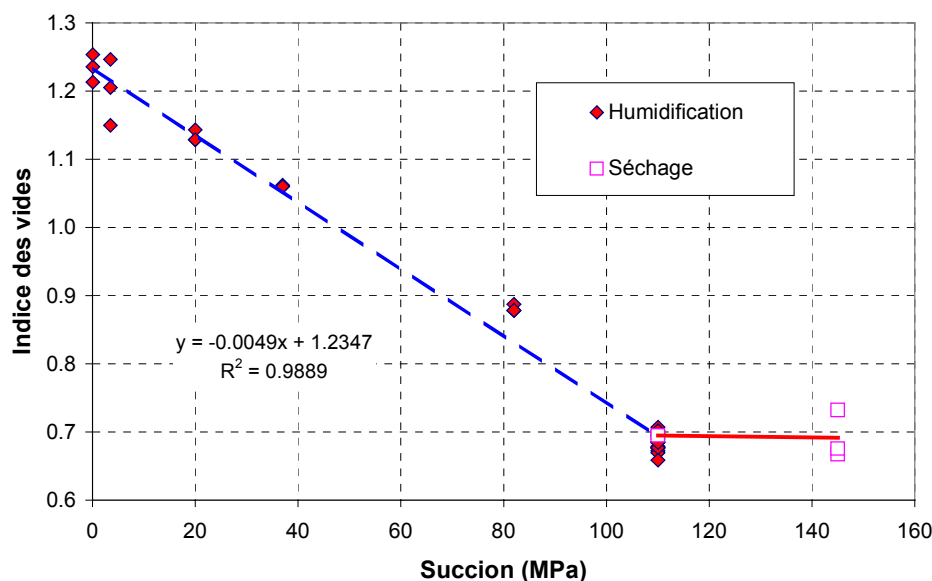
Le comportement volumique de la bentonite MX80 compactée sous les sollicitations hydriques peut être étudié d'abord grâce aux mesures sur les échantillons utilisés pour la détermination de la courbe de rétention à  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ . Les volumes finaux de ces échantillons à la fin de l'humidification ont été mesurés par un pied à coulisse. Sur la Figure IV-2, l'indice des vides de ces échantillons à l'état final a été tracé en fonction de la succion imposée. A l'état initial, ces échantillons ont eu une masse volumique sèche de  $1,65 \text{ Mg/m}^3$  correspondant à un indice des vides initial de 0,67. La succion dans le sol à cet état était de 110 MPa et la teneur en eau était de 8,5%. Ils ont été placés ensuite dans les dessiccateurs contenant différentes solutions salines saturées. Si la succion finale est plus petite que celle initiale, le chemin suivi correspond à l'humidification, dans le cas contraire, il correspond au séchage.

La Figure IV-2 montre que le sol a gonflé sous l'humidification sans contrainte. L'indice des vides des échantillons du sol a évolué de la valeur initiale de 0,67 à la valeur finale de 1,25 lorsque le sol a été humidifié par phase vapeur à succion nulle. La relation entre l'indice des vides ( $e$ ) et la succion ( $s, \text{MPa}$ ) peut être corrélée par une fonction linéaire  $e = -0,0049s + 1,2347$  avec une bonne approximation. Par contre, le séchage du sol de la succion initiale de 110 MPa à 145 MPa n'a entraîné qu'une petite diminution de volume. Le gonflement libre de la bentonite MX80 sous l'humidification a été aussi étudié par Saiyouri et

al. (1998). Ils ont observé la même tendance linéaire de la variation volumique en fonction de la succion.

**Tableau IV-2. Programme des essais de compression isotrope.**

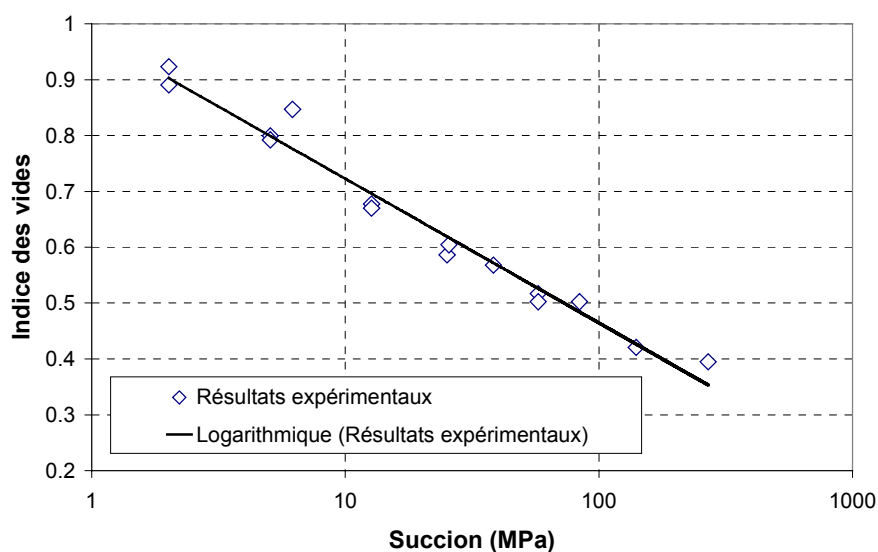
Essai	Poste	Ech.	Procédure
Iso01	1	A04	Cycle d'échauffement/refroidissement : 23,7 °C – 70 °C - 23,7 °C (GDS basse pression, $p = 0,1$ MPa) ; Cycle chargement/déchargement : 0,1 MPa – 50 MPa – 1 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 23,7$ °C).
Iso02	4	A02	Cycle de chargement/déchargement : 0,1 MPa – 50 MPa – 2 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 20,0$ °C).
Iso03	2	A05	Échauffement : 25,0 °C – 60,0 °C (GDS basse pression, $p = 0,1$ MPa) ; Cycle de chargement/déchargement : 0,1 MPa – 50 MPa – 0,2 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 60,0$ °C).
Iso04	3	B09	Échauffement : 25,0 °C – 60,0 °C (GDS haute pression, $p = 0,1$ MPa) ;
Iso05	1	B07	Échauffement : 22,5 °C – 38,4 °C (GDS basse pression, $p = 0,1$ MPa) ; Chargement : 0,1 MPa – 1,0 MPa (GDS basse pression, $T^\circ = 38,4$ °C) ; Cycle chargement/déchargement : 1,0 MPa – 50 MPa – 0,2 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 38,4$ °C).
Iso06	4	E21	Cycle de chargement/déchargement : 0,1 MPa – 50 MPa – 0,2 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 20,0$ °C).
Iso07	3	E22	Échauffement : 24,8 °C – 59,4 °C (GDS basse pression, $p = 0,1$ MPa) ; Chargement : 0,1 MPa – 2,0 MPa (GDS basse pression, $T^\circ = 59,4$ °C) ; Cycle de chargement/déchargement : 2,0 MPa – 50 MPa – 0,2 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 59,4$ °C).
Iso08	1	D18	Chargement : 0,1 MPa – 2,0 MPa (GDS basse pression, $T^\circ = 22,5$ °C) ; Chargement : 2,0 MPa – 5,0 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 22,5$ °C) ; Cycle d'échauffement/refroidissement : 22,5 °C – 75,7 °C - 27,6 °C (GDS haute pression, $p = 5,0$ MPa) ; Chargement : 5,0 MPa – 20,0 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 27,6$ °C).
Iso09	3	C14	Échauffement : 25,0 °C – 78,8 °C (GDS basse pression, $p = 0,1$ MPa).
Iso10	2	D16	Chargement : 0,1 MPa – 5,0 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 24,9$ °C) ; Cycle d'échauffement/refroidissement : 24,9 °C – 80,5 °C – 60,0 °C (GDS haute pression, $p = 5,0$ MPa).
Iso11	4	C15	Cycles de chargement/déchargement : 0,1MPa - 50MPa – 5,0MPa – 50MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 20,0$ °C).
Iso12	3	C13	Cycles thermiques : 25,0 °C – 80,0 °C – 25 °C – 80 °C (GDS basse pression, $p = 0,1$ MPa) ; Chargement : 0,1 MPa – 2,0 MPa (GDS basse pression, $T^\circ = 79,0$ °C) ; Chargement : 2,0 MPa – 5,0 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 80$ °C).
Iso13	2	D19	Chargement : 0,1 MPa – 5,0 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 24,9$ °C) ; Cycle d'échauffement/refroidissement : 24,9 °C – 80,5 °C – 24,9 °C (GDS haute pression, $p = 5,0$ MPa).
Iso14	1	E26	Chargement : 0,1 MPa – 2,0 MPa (GDS basse pression, $T^\circ = 22,5$ °C) ; Chargement : 2,0 MPa – 5,0 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 22,5$ °C) ; Cycle d'échauffement/refroidissement : 22,5 °C – 80,0 °C – 22,5 °C (GDS haute pression, $p = 5,0$ MPa) ; Chargement : 5,0 MPa – 40,0 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 22,5$ °C).
Iso15	3	E24	Chargement : 0,1 MPa – 2,0 MPa (GDS basse pression, $T^\circ = 24,9$ °C) ; Chargement : 2,0 MPa – 20,0 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 24,9$ °C) ; Cycle d'échauffement/refroidissement : 24,9 °C – 80,0 °C – 24,9 °C (GDS haute pression, $p = 20,0$ MPa) ; Chargement : 20,0 MPa – 30,0 MPa (GDS haute pression, $T^\circ = 24,9$ °C).



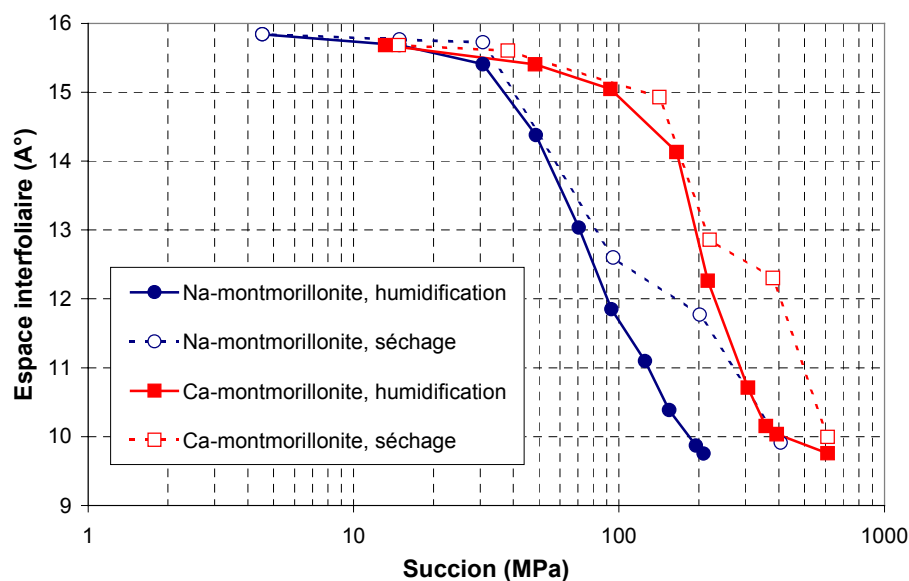
**Figure IV-2. Variation volumique des échantillons compactés sous chargement hydrique. Bentonite MX80a.**

Pourtant, les travaux réalisés sur la bentonite FoCa7 ont souvent montré une relation linéaire entre le volume et le logarithme de la succion (Olchitzky 2002, Delage et al. 1998, Saiyouri et al. 2000). La Figure IV-3 présente l'indice des vides de l'argile FoCa7 compactée en fonction de la succion imposée (Delage et al. 1998). La succion initiale dans le sol était de 113 MPa. On observe que l'humidification des échantillons jusqu'à une succion de 2 MPa a entraîné un gonflement qui pouvait être corrélé linéairement avec le logarithme de la succion. D'autre part, le séchage des échantillons jusqu'à une succion de 262 MPa a causé une diminution du volume. En plus, la corrélation linéaire entre la variation volumique et le logarithme de succion sur le chemin de séchage est identique à celle sur le chemin d'humification pour l'argile de FoCa7.

La différence entre le comportement volumique sous chargement hydrique des deux bentonites, MX80 et FoCa7, peut être interprétée par le mécanisme d'absorption d'eau des montmorillonites. En fait, la bentonite MX80 contient 80% de montmorillonite sodique (Sauzéat et al. 2000), la bentonite FoCa7 contient 80% de montmorillonite calcique (Saiyouri et al. 2000). La Figure IV-4 présente l'évolution des distances inter-foliaires avec la succion pour les montmorillonites sodique et calcique selon les études de Bérend et al. (1995) et de Cases et al. (1997). Quand la succion a diminué de 100 MPa à 10 MPa, l'espace inter-foliaire entre les feuillets de la montmorillonite sodique augmente de 12 Å à 16 Å. La diminution de la succion de 10 MPa à 4 MPa n'engendre qu'un petit changement de cet espace. Cette allure est identique à la variation volumique sous humidification au niveau macroscopique de la bentonite MX80. En revanche, la relation entre l'espace inter-foliaire de la montmorillonite calcique et le logarithme de succion est presque linéaire pour une plage de succion de moins de 100 MPa. Cette linéarité est aussi la tendance observée sur la relation entre le volume macroscopique de la bentonite FoCa7 et le logarithme de la succion.



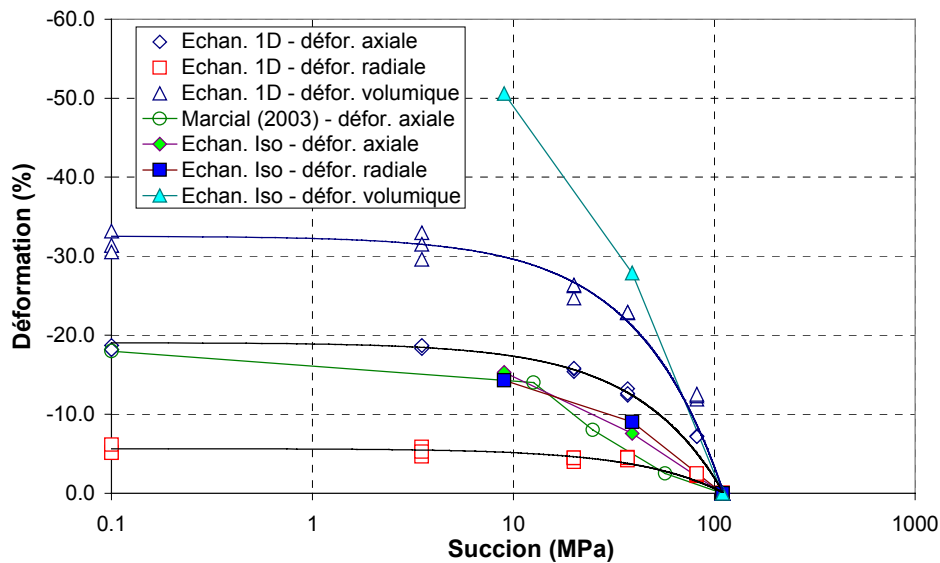
**Figure IV-3. Variation volumique des échantillons compactés sous humidification. Bentonite FoCa7, (Delage et al.1998).**



**Figure IV-4. Isothermes d'adsorption d'eau et évolution des distances interfoliaires avec la succion pour les montmorillonites Na et Ca (d'après Bérend et al. 1995, Cases et al. 1997).**

Villar (1999) et Lloret et al. (2003) ont mesuré la déformation de la bentonite utilisée dans le projet Febex lors des essais oedométriques à succion contrôlée par phase vapeur. Le chargement hydrique a été appliqué avec une contrainte verticale de 0,1 MPa qui a été considérée négligeable. Les cations échangeables de cette bentonite sont  $\text{Ca}^{2+}$  (38%),  $\text{Mg}^{2+}$  (28%),  $\text{Na}^{+}$  (23%) et  $\text{K}^{+}$  (2%). Les raisonnements utilisés ci-dessus peuvent expliquer son comportement intermédiaire entre le comportement de la bentonite sodique et celui de la bentonite calcique.

Sur la Figure IV-5, les déformations volumique, radiale, axiale des échantillons sont tracées en fonction de la succion. Les résultats du présent travail sont regroupés avec les résultats de Marcial (2003) et des résultats obtenus avec les échantillons compactés isotropiquement. Marcial (2003) a réalisé des essais de gonflements sur l'argile MX80, dans des oedomètres à succion contrôlée. La contrainte verticale a été maintenue à 0,1 MPa qui a été considérée négligeable. La masse volumique sèche et la teneur en eau initiales étaient identiques à celles des échantillons utilisés dans le présent travail. On se rappelle que les échantillons utilisés pour la détermination de la courbe de rétention d'eau à 20 °C ont été compactés en 1D.



**Figure IV-5. Déformation des échantillons compactés sous humidification.**

On observe, premièrement, que la déformation volumique axiale des échantillons compactés dans un moule (compactage 1D) sont quatre fois plus grandes que la déformation radiale. Le compactage 1D a créé une structure anisotrope avec des feuillets d'argile bien orientés horizontalement. Cette structure a donné un potentiel de gonflement axial plus important que celui radial. Deuxièmement, la déformation axiale obtenue par Marcial (2003) était légèrement inférieure que la déformation axiale obtenue dans le présent travail malgré les conditions initiales identiques (bentonite MX80a,  $w = 8,5\%$ ,  $\rho_d = 1,65 \text{ Mg} / \text{m}^3$ ). En fait, dans le cas des essais de Marcial (2003), le gonflement radial du sol a été empêché par la cellule oedométrique. La pression de gonflement mesurée sur la paroi de la cellule était de l'ordre de 3 MPa. Comme le gonflement du sol sous chargement mécanique est très sensible à la contrainte verticale appliquée sur le sol (Komine et Ogata 2003), le frottement entre le sol et la paroi de la cellule isotrope causé par la pression de gonflement latéral a dû empêcher le gonflement axial. Troisièmement, on observe que la déformation axiale et la déformation radiale des échantillons compactés dans la cellule isotrope étaient identiques. La structure de ces échantillons était effectivement isotrope grâce au compactage isotrope.



La comparaison entre le comportement des deux bentonites MX80 est aussi intéressante à analyser. Les résultats montrent que les échantillons compactés à partir de la poudre de la bentonite MX80b (échantillons isotropes) ont un potentiel de gonflement plus important que des échantillons en bentonite MX80a. Le gonflement volumique obtenu sur la bentonite MX80b était plus important que celui obtenu sur la bentonite MX80a. Les travaux précédents ont montré que la bentonite MX80a a une conductivité thermique plus importante et une capacité de rétention plus faible. Les raisonnements étaient centrés sur la différence de la minéralogie de ces deux bentonites : la bentonite MX80a se compose de plus de quartz et de moins de montmorillonite que la bentonite MX80b. Cette logique sur la différence minéralogique peut toujours être utilisée pour expliquer le potentiel de gonflement plus important de la bentonite MX80b par rapport à la bentonite MX80a.

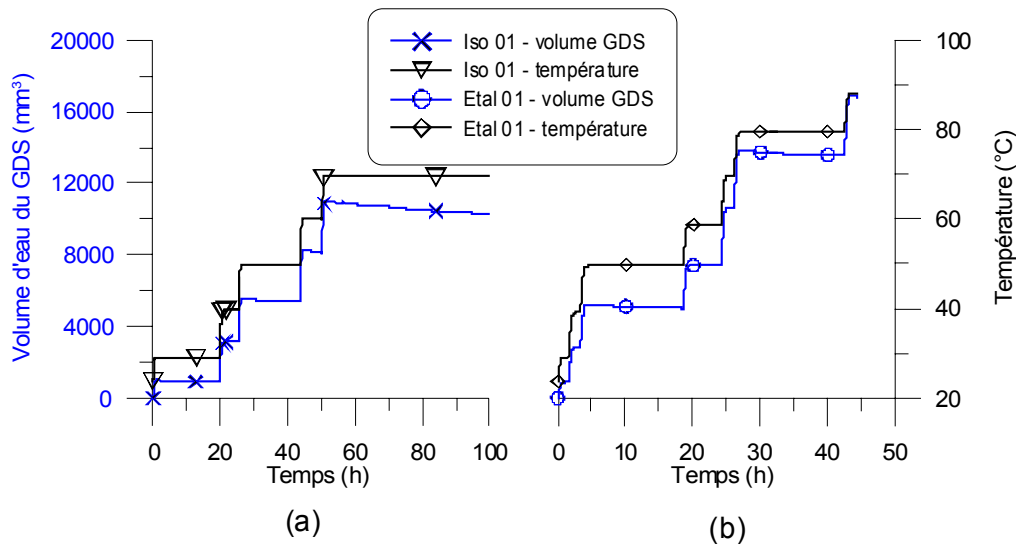
### IV.3 Déformation volumique sous chargement thermique

#### IV.3.1 Essai typique

Les résultats expérimentaux obtenus avec des essais de chargements thermiques en cellule isotrope sont analysés dans cette partie. On commence par l'essai d'échauffement Iso 01. L'échantillon A04 usiné a été d'abord humidifié à 76% de HR (solution NaCl,  $s = 39$  MPa). A l'état d'équilibre, sa masse volumique sèche était de  $1,453 \text{ Mg/m}^3$  et sa teneur en eau était de 17,16% (Tableau IV-1). Il a été ensuite installé dans une cellule isotrope. Les conditions initiales appliquées étaient : 0,1 MPa de pression, 39 MPa de succion et 23,7 °C de température. A partir de ces conditions initiales, la cellule a été chauffée en maintenant la pression constante.

Sur la Figure IV-6, les variations du volume d'eau du GDS et de la température mesurée dans la cellule sont présentées en fonction du temps pour l'essai Iso 01 et ensemble avec l'essai d'étalonnage Etal 01. L'échauffement par palier de la cellule a entraîné une dilatation thermique du système et de l'eau dans la cellule. Le volume d'eau sortant de la cellule a été suivi par le GDS. Il faut noter que l'évolution de la température a entraîné instantanément une variation du volume d'eau du GDS. Dans le cas idéal, quand la température atteint la stabilisation, le volume du GDS doit être aussi stable. Pourtant, une diminution du volume d'eau du GDS a été observée quand la température était maintenue à 50 °C et à 70 °C. Cette diminution à 50 °C peut être expliquée par l'effet de la température dans la salle du laboratoire sur les mesures. Ce palier correspondait à la période de nuit où la température dans la salle a baissé. Ce phénomène a été également observé sur l'essai d'étalonnage sur les paliers de température de 50 °C et de 80 °C. Toutefois, cette explication n'est pas applicable pour la diminution de volume à 70 °C pendant deux jours. Ce cas de diminution était à cause d'une fuite au niveau des raccords. En fait, comme le système se compose de différents matériaux et les coefficients de dilatation thermique de ces matériaux sont différents, la dilatation thermique a pu entraîner une fuite au niveau des contacts entre les pièces. L'échauffement de l'essai Iso 01 a été donc arrêté à 70 °C et la cellule a été refroidie à la

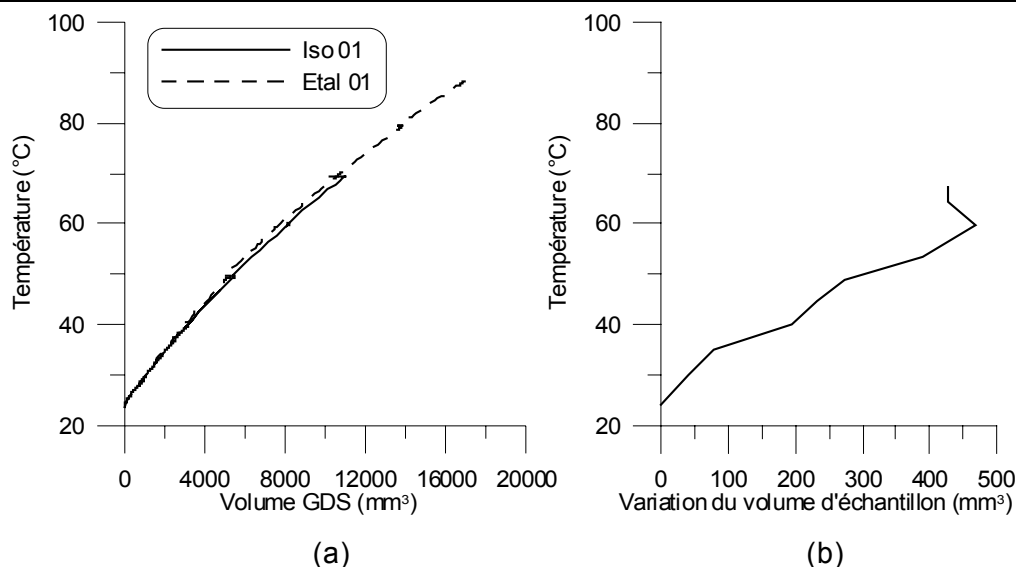
température ambiante. Finalement, avec le resserrage des raccords sur la cellule, le problème a pu être réglé.



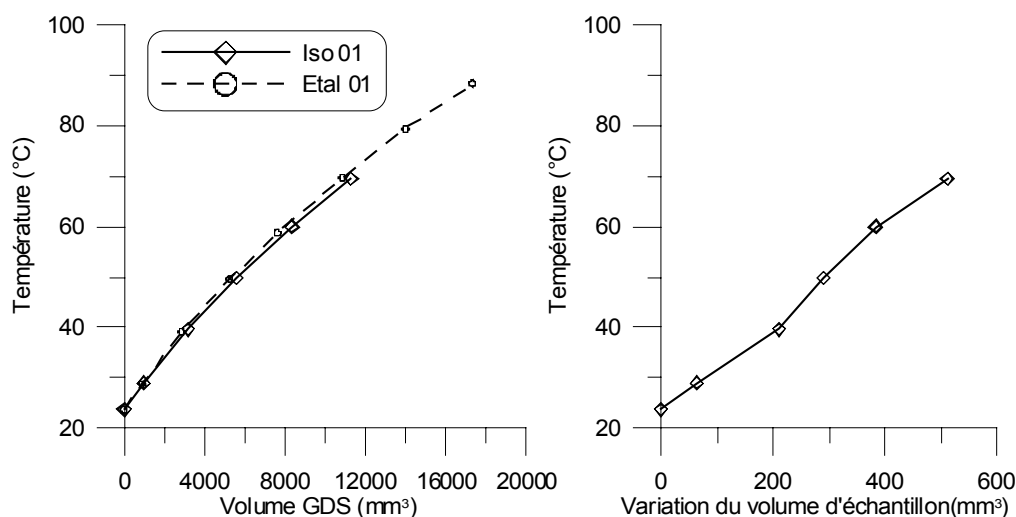
**Figure IV-6. Variation du volume du GDS et de la température de la cellule en fonction du temps.  
Phase d'échauffement des essais Iso 01 (a) et Etal 01 (b).**

Pour déterminer la déformation volumique de l'échantillon sous chargement thermique, deux méthodes ont été proposées. La première consiste à déterminer les relations entre le volume d'eau du GDS et la température pour l'essai et pour l'étalonnage comme l'indique la Figure IV-7a. Seule une légère différence entre ces deux courbes a été constatée. Elle correspond à la variation volumique thermique du sol. La déformation volumique a été très petite, parce que, d'une part, le volume de l'échantillon est petit, environ 60 000 mm<sup>3</sup>, et d'autre part, la déformation thermique (de l'ordre de 1%) est faible par rapport à la déformation sous chargement mécanique (de l'ordre de 10%). Ainsi, la détermination de la variation volumique de l'échantillon sous chargement thermique n'a pas été une tâche facile. La relation entre la variation volumique en fonction de la température pour l'essai Iso 01 déterminée par la première méthode est tracée sur la Figure IV-7b. Elle est presque linéaire avec une température variant de 25 °C à 60 °C. Cette observation est en accord avec la dilatation thermique élastique linéaire souvent observée dans le cas des argiles saturées à grand  $R_{OC}$ , (Figure I-26).

La deuxième méthode est basée sur l'hypothèse de la réponse instantanée du sol sous chargement thermique. La variation du volume d'eau du GDS a été calculée pour chaque palier de chargement thermique juste avant et après l'application du chargement. La variation totale a été prise comme la somme de la variation dans chaque palier de chargement. La Figure IV-8 présente les résultats traités par la deuxième méthode. Les courbes représentant la relation entre la variation du volume d'eau du GDS et la température sont plus régulières par rapport à celles déterminées par la première méthode. Avec la deuxième méthode, la déformation volumique de l'échantillon a été calculée à partir de l'écart entre la courbe d'essai et la courbe d'étalonnage comme la première méthode.



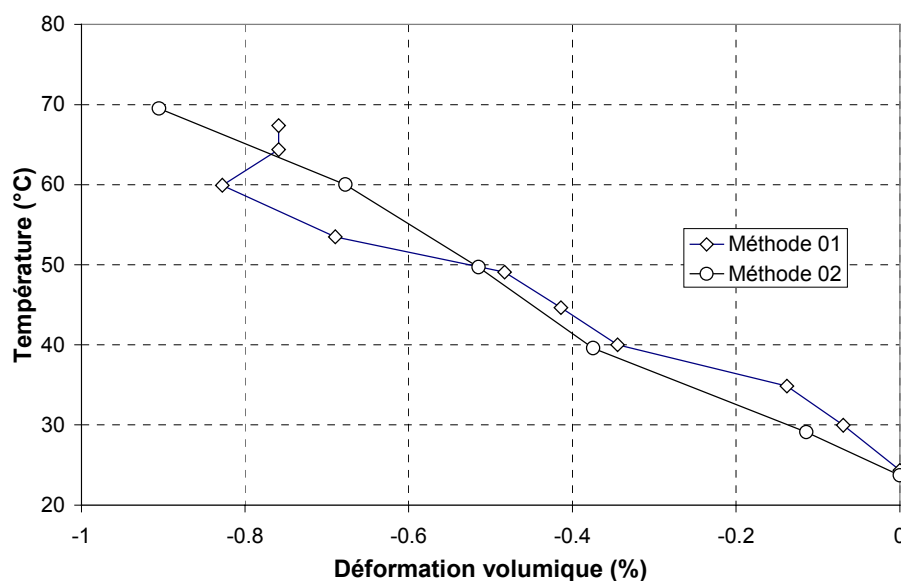
**Figure IV-7. Variation du volume du GDS et de l'échantillon en fonction de la température. Essai Iso 01. Première méthode.**



**Figure IV-8. Variation du volume du GDS et de l'échantillon en fonction de la température. Essai Iso 01. Deuxième méthode.**

Ces deux méthodes ont des avantages et aussi des inconvénients. La première méthode semble plus plausible. Néanmoins, la précision des résultats obtenus est influencée par la variation de la température ambiante et des microfuites. La deuxième méthode contourne ces influences. Cependant, elle ne peut pas relever les déformations plastiques thermiques éventuelles du sol. De plus, le nombre de points obtenu est limité au nombre de paliers de chargement thermique. La déformation volumique du sol sous chargement thermique est représentée sur la Figure IV-9 pour l'essai Iso 01. Les résultats obtenus par les deux méthodes étaient similaires. La déformation volumique négative représente une dilatation volumique selon la convention de signe utilisée pour la mécanique des sols. Cette dilatation thermique obtenue sous faible pression est similaire à celle des résultats obtenus par Pintado (2002). Dans son travail, Pintado (2002) a mesuré la dilatation thermique libre (sans pression de

confinement) des échantillons en bentonite compactée à l'état non saturé. La déformation volumique obtenue était de même ordre de grandeur avec celle obtenue dans notre travail.

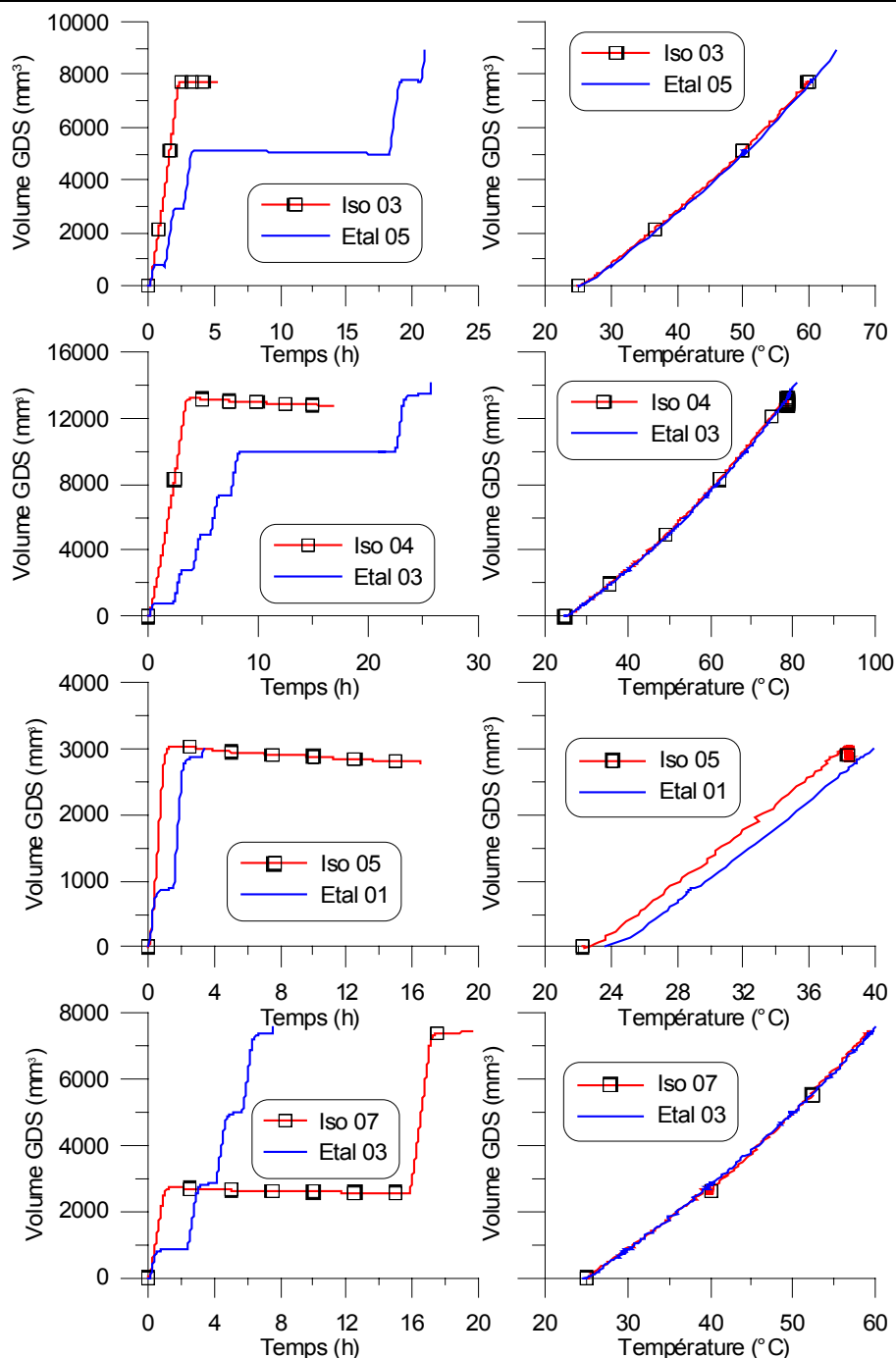


**Figure IV-9. Déformation volumique du sol sous chargement thermique. Essai Iso 01.**

L'analyse des résultats de l'essai Iso 01 a montré la capacité de la cellule isotrope développée pour déterminer la déformation volumique du sol sous chargement thermique. Malgré l'influence de la température ambiante et des microfuites sur la précision des résultats, les résultats obtenus paraissent utilisables.

### IV.3.2 Échauffement à 0,1 MPa de pression

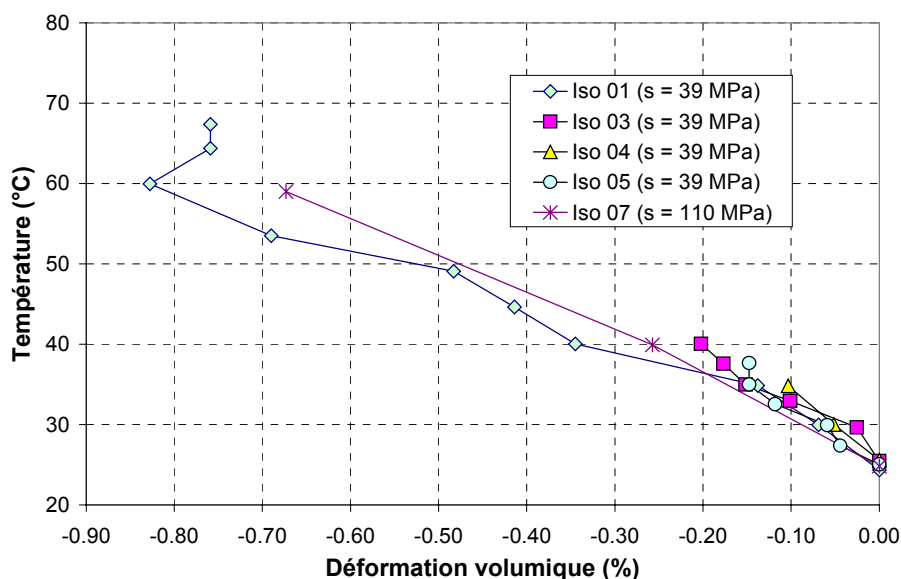
Les résultats des essais Iso 3, Iso 04, Iso 05 et Iso 07 sont regroupés sur la Figure IV-10. La variation du volume d'eau du GDS est présentée en fonction du temps et de la température. Pour l'essai Iso 03, l'échantillon a été échauffé directement de 25 °C à 60 °C. Pour l'essai Iso 04, on a chauffé l'échantillon directement de 25 °C à 80 °C. Un échauffement direct a été aussi appliqué pour l'essai Iso 05. Pour le dépouillement de ces trois essais, la première méthode a été utilisée. La déformation volumique du sol a été calculée à partir de l'écart entre la courbe d'essai et la courbe d'étalonnage sur le graphe volume GDS/température. Pourtant, cette méthode n'a pas été utilisée pour l'essai Iso 07. Dans cet essai, l'échantillon a été échauffé de 25 °C à 40 °C et ensuite de 40 °C à 60 °C. La température de 40 °C a été maintenue pendant 15 heures et le volume du GDS a chuté légèrement pendant cette durée. Pour cette raison, la deuxième méthode a été appliquée pour calculer la déformation volumique du sol pour cet essai en considérant que cette déformation était instantanée.



**Figure IV-10. Variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps et de la température. Essais Iso 03, Iso 04, Iso 05, Iso 07.**

Les résultats de ces essais sont regroupés sur la Figure IV-11. Les échantillons utilisés dans les essais Iso 01, 03, 04, 05 étaient identiques ( $\rho_d = 1,46\text{--}1,49 \text{ Mg/m}^3$ ,  $w = 17,1\%$ ) ; l'échantillon utilisé dans l'essai Iso 07 était différent ( $\rho_d = 1,82 \text{ Mg/m}^3$ ,  $w = 9,4\%$ ). Pour les essais Iso 03 et Iso 04, des problèmes techniques ont été observés pendant l'échauffement. En effet, des microfuites se sont produites lorsque la température a dépassé 35 °C (Iso 04) et 40 °C (Iso 03). Ces microfuites ont rendu la détermination de la déformation volumique

thermique du sol impossible. Les résultats de ces essais à faible température sont tout de même présentés sur la Figure IV-11. L'échauffement à pression constante de 0,1 MPa a entraîné une dilatation thermique sur tous ces échantillons. Cette dilatation est presque identique pour tous les essais et varie linéairement avec la température. Un coefficient de dilatation thermique de  $2 \times 10^{-4} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$  peut être estimé pour ces essais, qui est du même ordre de grandeur que la valeur trouvée par Pintado (2002). Pintado (2002) a montré aussi que les effets de la masse volumique sèche et du degré de saturation sur ce coefficient étaient faibles. Les résultats obtenus dans cette étude confirment cette observation.

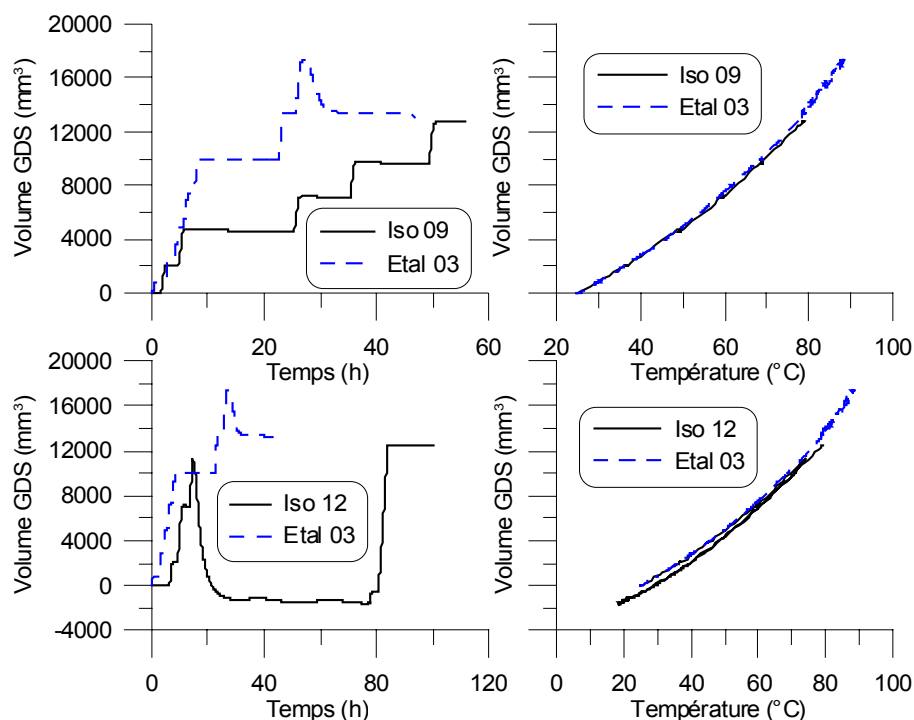


**Figure IV-11. Déformation volumique thermique sous échauffement à pression constante de 0,1 MPa. Essai Iso 01, Iso 03, Iso 04, Iso 05, Iso 07.**

L'échauffement des échantillons dans les essais Iso 09 et Iso 12 à une pression constante de 0,1 MPa est présenté sur la Figure IV-12. Les échantillons utilisés dans les essais Iso 09 et Iso 12 étaient identiques. Ils ont été humidifiés à une succion de 9 MPa (solution  $\text{KNO}_3$ , à  $20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ). A la fin de cette humidification, leur masse volumique sèche était de  $1,20 \text{ Mg/m}^3$  et leur teneur en eau était de 23,2%. Après le montage d'essais, une pression initiale de 0,1 MPa et une température initiale de  $25 \text{ }^{\circ}\text{C}$  ont été appliquées. Après cette phase d'initialisation, les échantillons ont été chauffés par palier sous pression constante.

La Figure IV-12 présente la variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps et de la température pour ces deux essais et pour les essais d'étalonnage correspondants. Pour l'essai Iso 09, l'échantillon a été chauffé par palier de  $25 \text{ }^{\circ}\text{C}$  à  $80 \text{ }^{\circ}\text{C}$ . En général, à chaque palier, quand la température était maintenue constante, le volume n'a pas beaucoup changé, ce qui montre l'imperméabilité du système et donc la fiabilité des mesures. En analysant la relation entre le volume d'eau du GDS et la température, on trouve que l'échauffement à  $80 \text{ }^{\circ}\text{C}$  de l'essai Iso 09 a entraîné une variation de volume légèrement plus faible que celle d'étalonnage. On en conclut que cet échauffement a engendré une contraction thermique du

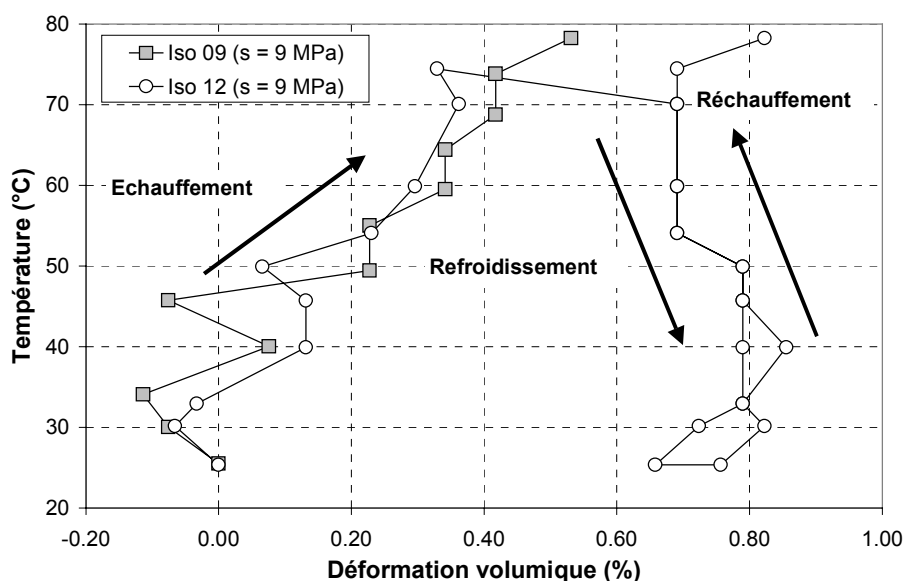
volume du sol. Pour l'essai Iso 12, l'échantillon a été aussi échauffé par palier de 25 °C. Pourtant, lorsque la température a atteint 75 °C, une fuite accidentelle a vidé toute l'eau dans le bain thermostaté contenant la cellule. A cause de cet incident technique, la température de la cellule a diminué jusqu'à la température ambiante ( $20 \pm 1$  °C). Cette cellule a été réchauffée à nouveau jusqu'à 80 °C. La relation entre le volume d'eau du GDS et la température de cet essai montre une réversibilité du cycle de refroidissement et de réchauffement. Cette réversibilité montre encore une fois, l'imperméabilité parfaite du système même pendant 100 heures.



**Figure IV-12. Variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps et de la température. Essais Iso 09 et Iso 12.**

Les variations volumiques thermiques du sol des essais Iso 09 et Iso 12 peuvent être déterminées grâce aux mesures sur l'écart entre la courbe d'étalonnage et la courbe d'essai sur le graphe volume GDS/température. Ces résultats sont présentés sur la Figure IV-13. Tout d'abord, une similitude des résultats des deux essais sur l'échauffement de 25 °C à 80 °C peut être constatée. Il semble que l'échauffement ait entraîné au début une petite dilatation thermique suivie de contraction lorsque la température a dépassé 30 °C. Mais ceci reste à confirmer à cause de la dispersion des résultats obtenus. Néanmoins, une tendance de contraction peut être clairement observée lors de l'échauffement. La similitude entre les deux réponses montre la répétabilité de ces essais. La deuxième remarque est sur la réversibilité du comportement volumique thermique du sol dans l'essai Iso 12 lors d'un cycle de refroidissement/réchauffement. À cause de la fluctuation des mesures, il est difficile de déterminer la nature de la déformation (dilatation ou contraction) due au refroidissement. Pourtant, on peut dire que la déformation thermique due au premier échauffement était

irréversible et les déformations thermiques dues au cycle refroidissement/réchauffement suivant étaient réversibles.



**Figure IV-13. Déformation volumique thermique sous échauffement à pression constante de 0,1 MPa. Essai Iso 09, Iso 12.**

Une synthèse sur le comportement volumique du sol sous sollicitations thermiques à pression constante de 0,1 MPa est présentée sur la Figure IV-14. Deux types de comportement ont été observés lorsque les échantillons ont été chauffés de 25 °C à 80 °C. Pour les échantillons à haute succion ( $s = 39$  MPa et  $s = 110$  MPa), l'échauffement a provoqué une dilatation thermique linéaire. Par contre, pour les échantillons à faible succion ( $s = 9$  MPa), l'échauffement a engendré une dilation thermique initiale suivie d'une contraction normalement de nature irréversible lorsque la température a dépassé 30 °C. Le cycle de refroidissement/réchauffement après ce premier échauffement semble avoir conduit à des déformations volumiques réversibles.

Le comportement volumique sous sollicitations thermiques à pression constante a été largement étudié sur les argiles à l'état saturé. Plum et Esrig (1969), Baldi et al. (1988), Towhata et al. (1993), Del Olmo et al. (1996), Robinet et al. (1997), Sultan et al. (2002), Burghignoli et al. (2000), Cekerevac et al. (2003) ont montré que l'échauffement d'une argile saturée à faible  $R_{OC}$  (rapport de surconsolidation) entraînait une contraction plastique. Lorsque  $R_{OC}$  est important, l'échauffement engendre une dilation thermique jusqu'à la température seuil suivie d'une contraction pour des températures supérieures, (Figure I-26).

Dans le cas des essais réalisés dans cette étude, une similitude entre l'effet de la succion du sol et l'effet de  $R_{OC}$  peut également être établie. Pour tous les échantillons ayant été compactés à une même pression de compactage de 40 MPa, la pression de préconsolidation apparente, à 110 MPa de succion, devrait être autour de 40 MPa. L'humidification à 39 MPa et à 9 MPa de succion a pu réduire la pression de préconsolidation. Cette réduction de la



pression de préconsolidation des bentonites compactées a été étudiée par Lloret et al. (2003), Marcial (2003). Dans le cas de 9 MPa de succion, la pression de préconsolidation du sol après humidification est estimée à 0,36 MPa (Tableau IV-5). Autrement dit, l'humidification a réduit la valeur de  $R_{OC}$  de près de 400 ( $s = 110$  MPa) à près de 3 ( $s = 9$  MPa). C'est pour cette raison qu'une contraction irréversible a été observée sur les échantillons à succion de 9 MPa et qu'elle n'a pas été observée sur les échantillons à fortes succions.

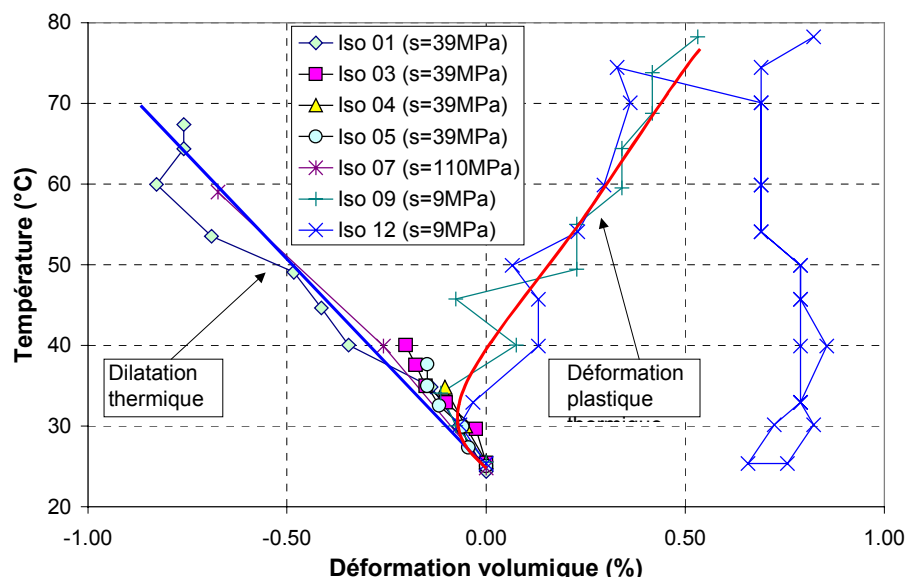


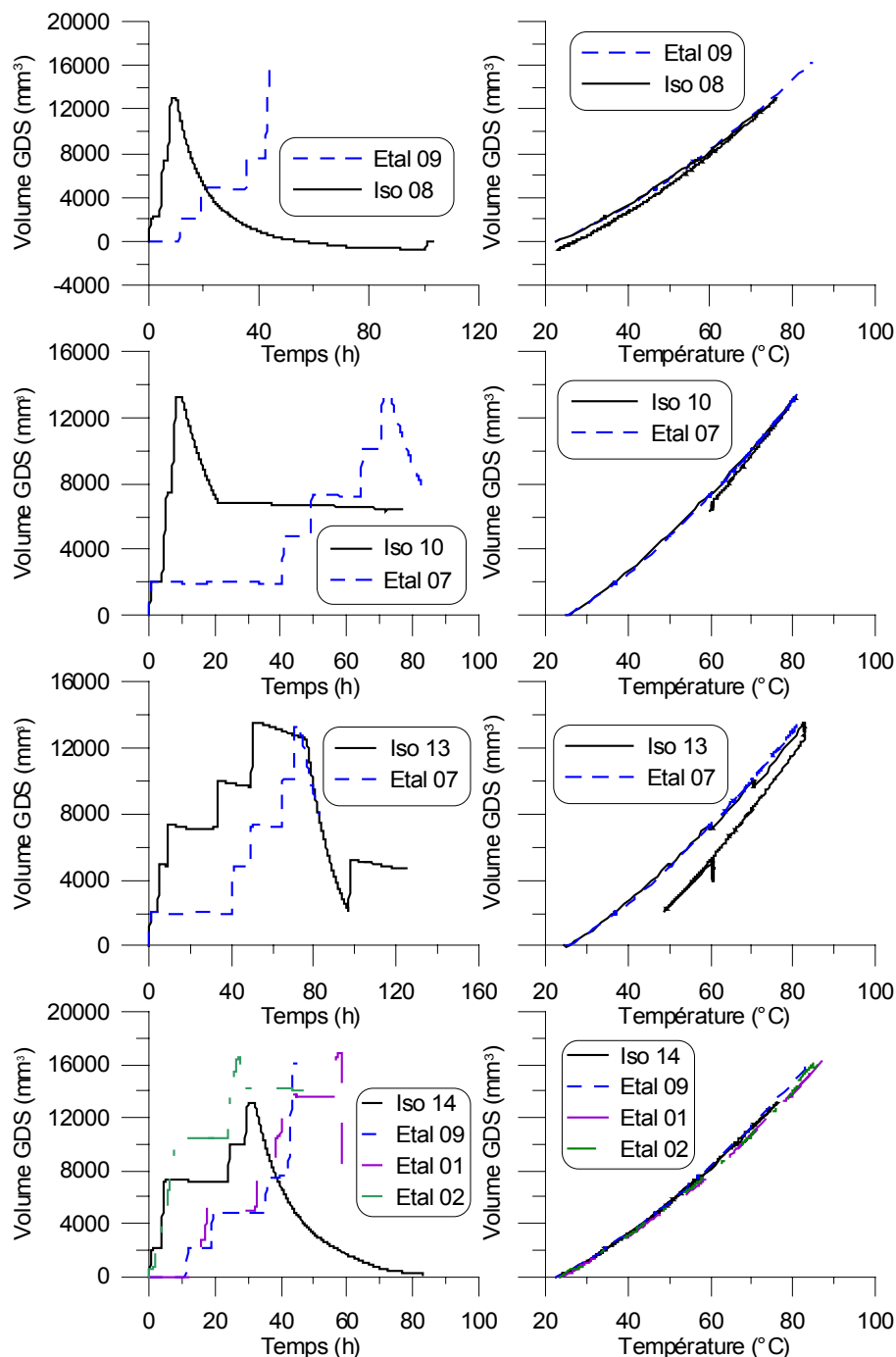
Figure IV-14. Synthèse des essais de chargement thermique à 0,1 MPa de pression.

### IV.3.3 Échauffement à 5 MPa de pression

La variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps et de la température des essais réalisés sous 5 MPa de pression est présentée sur la Figure IV-15. Pour les essais Iso 08, Iso 10 et Iso 13, la succion dans le sol était de 39 MPa ; pour l'essai Iso 14, elle était de 110 MPa. Ces échantillons ont subi un échauffement jusqu'à 80 °C suivi d'un refroidissement. Pour les essais Iso 08 et Iso 10, la réponse volumique au refroidissement n'a pas suivi la réponse volumique à l'échauffement, ce qui montre qu'une déformation irréversible a été entraînée sous ces conditions. Dans l'essai Iso 13, une fuite importante a été observée lorsque la température a atteint 60 °C. Pour cette raison, les résultats de cet essai n'ont pas été traités dans ce travail.

Dans le cas de l'essai Iso 14, la réponse volumique au refroidissement a suivi exactement celle à l'échauffement sur le graphe volume GDS/température, ce qui montre que le comportement volumique thermique de cet échantillon est réversible. La variation volumique du sol dans ce cas devrait être une dilatation thermique selon les résultats obtenus précédemment. Cependant, lorsqu'on calcule la déformation volumique de cet essai en se basant sur l'essai d'étalonnage Etal 09, qui a été réalisé sous les mêmes conditions, une contraction réversible a été obtenue. Ce résultat semble irrationnel par rapport aux

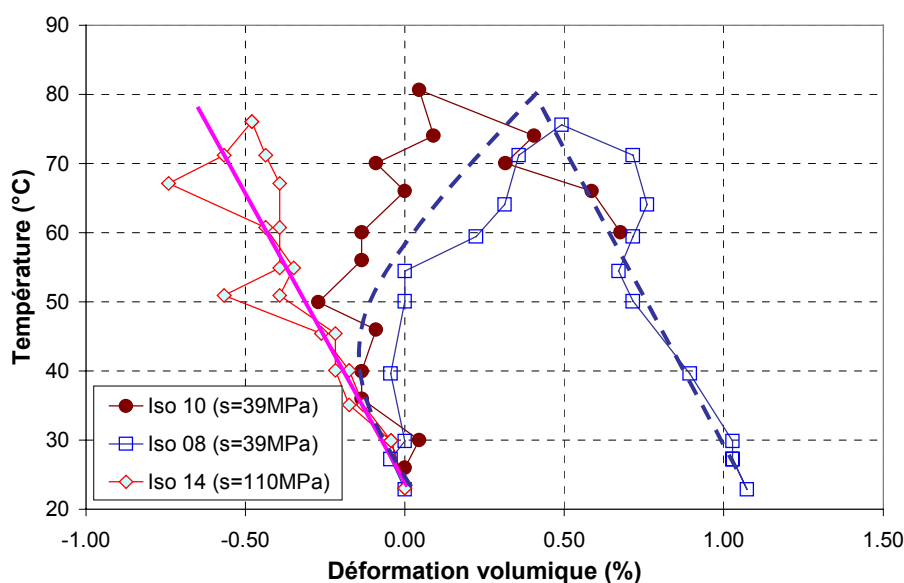
observations rapportées dans la littérature. Les résultats de l'essai Etal 09 ont été ensuite remplacés par ceux des essais d'étalonnage Etal 01 et Etal 02. La déformation volumique du sol a été finalement déterminée avec l'hypothèse que la pression n'ait pas influencé la relation entre le volume d'eau du GDS et la température pour les essais d'étalonnage.



**Figure IV-15. Variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps et de la température. Essais Iso 08, Iso 10, Iso 13 et Iso 14.**

Les résultats obtenus sur les essais de chargement thermique à pression constante de 5 MPa sont rassemblés sur la Figure IV-16. Deux types de comportement ont été observés avec les

deux succions différentes. Pour l'échantillon à forte succion ( $s = 110$  MPa), l'échauffement a entraîné une dilatation thermique. Le coefficient de dilation thermique était du même ordre de grandeur de celui obtenu avec les essais d'échauffement à pression constante de 0,1 MPa (voir Figure IV-11). Dans le cas d'essai Iso 14, la dilatation a été suivie d'une contraction lors du refroidissement. On observe, sur la Figure IV-16, que la réponse volumique au refroidissement a suivi exactement celle à l'échauffement. Ce phénomène confirme que la dilatation thermique dans ce cas est réversible. La réversibilité lors des cycles échauffement/refroidissement sur des argiles saturées très surconsolidées (grand  $R_{OC}$ ) a été aussi notée par Del Olmo et al. (1996) et Robinet et al. (1997), (voir Figure I-25).



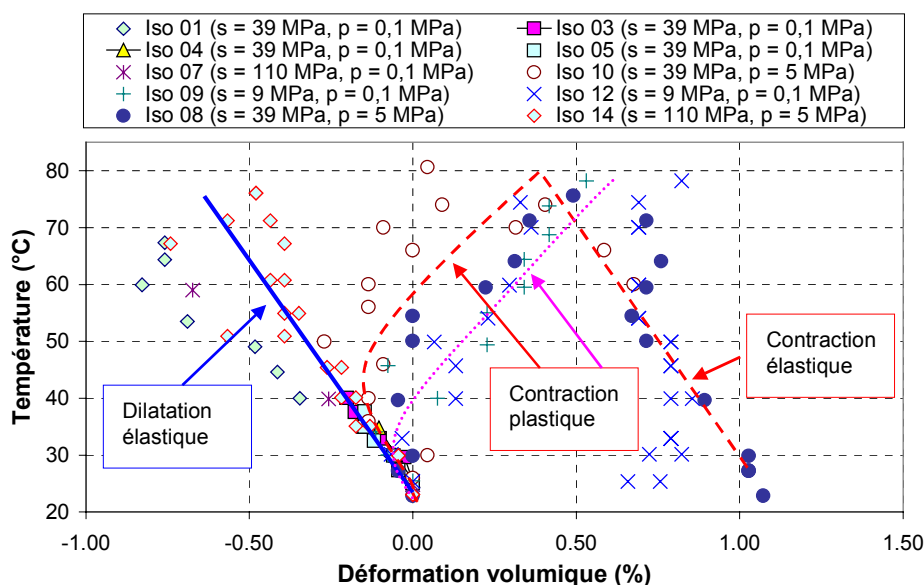
**Figure IV-16. Déformation volumique thermique à 5 MPa de pression.**

Un autre type de comportement a été obtenu sur les échantillons à 39 MPa de succion. Au début de l'échauffement, le sol semble montrer une dilatation avec un même coefficient de dilation obtenu avec l'essai Iso 14. Ensuite, quand la température atteint 40 °C, le sol commence à se contracter. Lors du refroidissement de 80 °C à la température ambiante, le volume du sol diminue linéairement avec une pente identique à celle observée avec l'essai Iso 14. Ce type de comportement a été souvent observé sur les argiles saturées à faible  $R_{OC}$ . Del Olmo et al. (1996), Robinet et al. (1997) et Sultan et al. (2002) ont trouvé aussi que la pente de la contraction thermique lors du refroidissement était égale à la pente de la dilatation thermique lors de l'échauffement. En fait, cette pente est égale au coefficient de dilation thermique du sol, (Figure I-25, Figure I-26).

#### IV.3.4 Synthèse sur le comportement volumique thermique

Une synthèse sur le comportement volumique de la bentonite MX80 non saturée sous chargement thermique à pression constante est présentée sur la Figure IV-17. Des échantillons ont été compactés à 110 MPa de succion avec une pression de compactage de 40 MPa. Les

sollicitations thermiques et mécaniques ont été appliquées au sol après l'humidification à différentes suctions. Dix essais ont été réalisés avec trois suctions différentes (9 MPa, 39 MPa, 110 MPa) et deux niveaux de pression constante (0,1 MPa et 5 MPa). Les comportements obtenus sont analogues à ceux observés sur les argiles à l'état saturé cités dans la littérature.



**Figure IV-17. Synthèse sur la déformation volumique thermique à pression constante.**

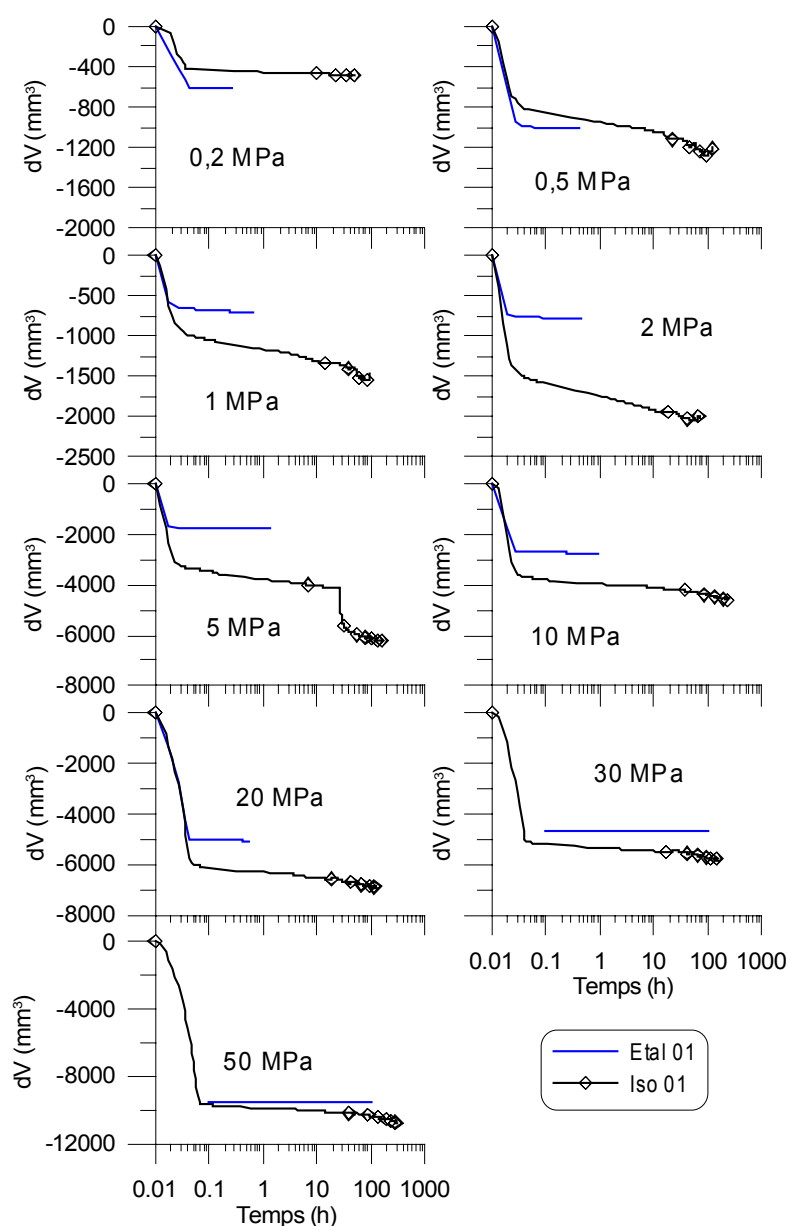
Les conclusions principales suivantes peuvent être tirées :

- Lors de l'échauffement d'un sol fortement surconsolidé (grand  $R_{OC}$ ) jusqu'à 80 °C, une dilatation thermique peut être observée. La relation entre la température et la variation volumique du sol est linéaire. Le coefficient de dilatation thermique est de l'ordre de  $2 \times 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Ce coefficient est indépendant de la succion du sol et de la pression appliquée. En termes mécaniques, cette dilatation est réversible.
- Lors de l'échauffement d'un sol faiblement surconsolidé (petit  $R_{OC}$ ), une dilatation thermique suivie d'une contraction plastique a été obtenue. La température où la déformation plastique se déclenche dépend de la succion du sol et de la pression appliquée.
- Lors du refroidissement du sol après un échauffement allant jusqu'à 80 °C, le sol se contracte. La relation entre la température et la déformation volumique est également linéaire. Le coefficient de dilatation thermique obtenu sur le chemin de refroidissement est égal à celui obtenu sur le chemin d'échauffement.
- Après l'échauffement initial de 80 °C, le cycle refroidissement/réchauffement entre la température ambiante et la température maximale (80 °C) a engendré des déformations réversibles du sol.

## IV.4 Déformation volumique sous chargement mécanique à température ambiante

### IV.4.1 Essai typique

Après le cycle d'échauffement/refroidissement à 0,1 MPa de pression, le chargement mécanique a été démarré dans l'essai Iso 01 avec une température constante de 23,7 °C. L'échantillon a été chargé par palier de 0,1 MPa à 50 MPa. La Figure IV-18 présente la variation du volume d'eau en fonction du temps pour chaque palier de chargement. Le temps est présenté à l'échelle logarithmique comme dans la présentation d'un essai de consolidation classique. L'allure des courbes obtenues est similaire à celle d'une courbe de consolidation.



**Figure IV-18.** Variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps pour différents paliers de chargement. Essai Iso 01. Chargement à 23,7 °C de température.

Pour le palier de chargement de 0,1 MPa à 0,2 MPa, par exemple, les premières secondes étaient le temps nécessaire pour que le piston du GDS se déplace et que la pression dans le GDS augmente de 0,1 MPa à 0,2 MPa. Après cette première déformation, le volume d'eau dans le GDS a continué à évoluer, mais plus lentement. Cette évolution correspondait à la déformation du sol sous chargement. Le palier de chargement suivant n'a été commencé qu'au moment où le volume du sol s'est stabilisé sous la charge actuelle. Le critère de la stabilisation était que le volume ne changeait plus après 24 heures. Dans le cas de ce palier de chargement, la durée totale a été de trois jours. La durée de chaque palier de chargement pour les autres paliers a été souvent de 4 jours à une semaine.

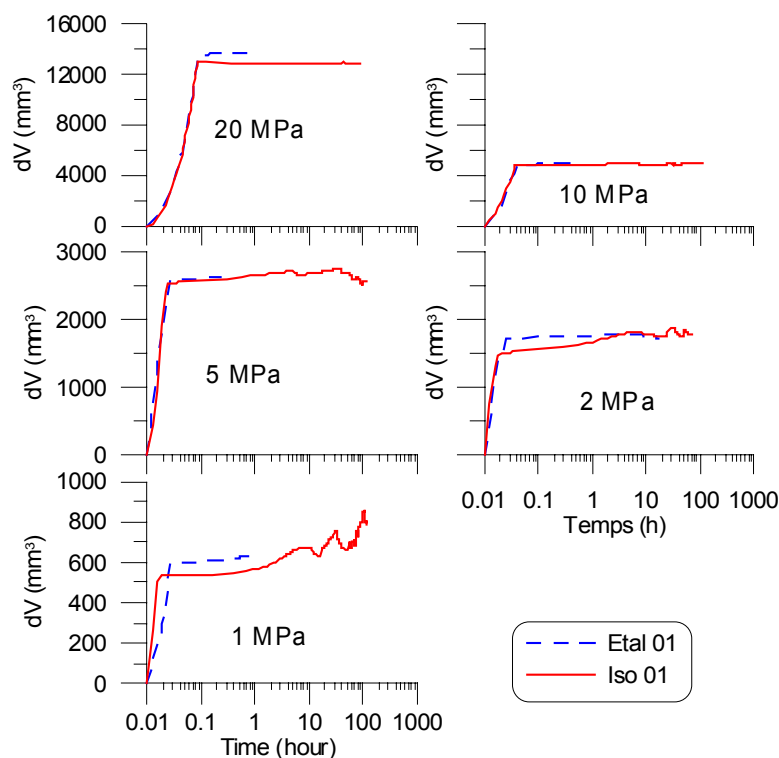
Pour le calcul de déformation du volume du sol sous chaque palier de chargement, il fallait déterminer la différence entre la courbe d'essai et la courbe d'étalonnage. Par exemple, dans le cas de chargement de 0,5 MPa à 1,0 MPa, la variation du volume d'eau du GDS était de  $700 \text{ mm}^3$  pour l'essai d'étalonnage Etal 01. Pour l'essai Iso 01, cette valeur instantanée était de  $1000 \text{ mm}^3$  et la valeur finale (4 jours après) était de  $1500 \text{ mm}^3$ . On en déduit que le volume de l'échantillon du sol a diminué instantanément de  $300 \text{ mm}^3$  au début et de  $800 \text{ mm}^3$  au total.

Le traitement des résultats n'était pas toujours évident. Dans le cas de chargement de 0,1 MPa à 0,2 MPa et de chargement de 0,2 MPa à 0,5 MPa, la variation du volume d'eau du GDS a été trouvée plus petite que celle à l'étalonnage Etal 01. Dans ce cas, il y avait peut être une erreur due à l'imprécision du GDS haute pression dans la gamme de basses pressions. Pour le dépouillement de ces résultats, la déformation volumique instantanée a été supposée nulle et la déformation volumique finale a été prise égale à la différence entre les variations instantanée et finale du volume d'eau du GDS. De plus, dans le cas de chargement de 2 MPa à 5 MPa, une diminution brusque du volume après 24 heures a été observée. Le volume s'est stabilisé quelques jours après. Dans ce cas aussi, cette variation a été considérée comme un incident dû au système et la variation finale du volume du sol a été prise à 24 heures. Les dernières remarques concernent les paliers de chargement de 20 MPa à 30 MPa et de 30 MPa à 50 MPa. Dans l'essai d'étalonnage Etal 01, la cellule a été chargée directement de 20 MPa à 40 MPa et ensuite à 50 MPa. Les variations finales du volume d'eau dans le GDS pour l'essai Etal 01 pour les paliers de 30 MPa et 50 MPa, présentées sur la Figure IV-18, étaient les valeurs interpolées.

Après le chargement, le déchargement de l'essai Iso 01 a été réalisé par palier. La Figure IV-19 présente la variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps pour chaque palier de déchargement. On constate aussi un gonflement instantané lors du déchargement. La déformation dans les jours qui suivaient était très petite à haute pression. Elle n'était visible qu'avec une pression de moins 5 MPa. Le temps d'attente pour la stabilisation a été donc moins long que celui pour le chargement.

La courbe de compression d'essai Iso 01 est tracée sur la Figure IV-20 ensemble avec les résultats d'essais oedométriques à succion contrôlée réalisés par Marcial (2003) sur l'argile

MX80. Pour les essais de Marcial (2003), la pression représente la contrainte verticale subie par le sol dans l'oedomètre. La courbe d'essai Iso 01 est très similaire aux courbes de compression oedométrique. La partie élastique de la courbe lors du chargement n'est pas facile à déterminer graphiquement. De plus, le gonflement lors du déchargement est très faible. Avec ce résultat, seule la détermination de l'indice de compression  $C_c$  est possible. La détermination de l'indice de gonflement  $C_s$  et donc de la pression de préconsolidation ( $P_0$ ) est alors délicate. Pourtant, la similitude entre le résultat obtenu et les résultats réalisés à l'oedomètre a confirmé le bon fonctionnement de cette nouvelle cellule.



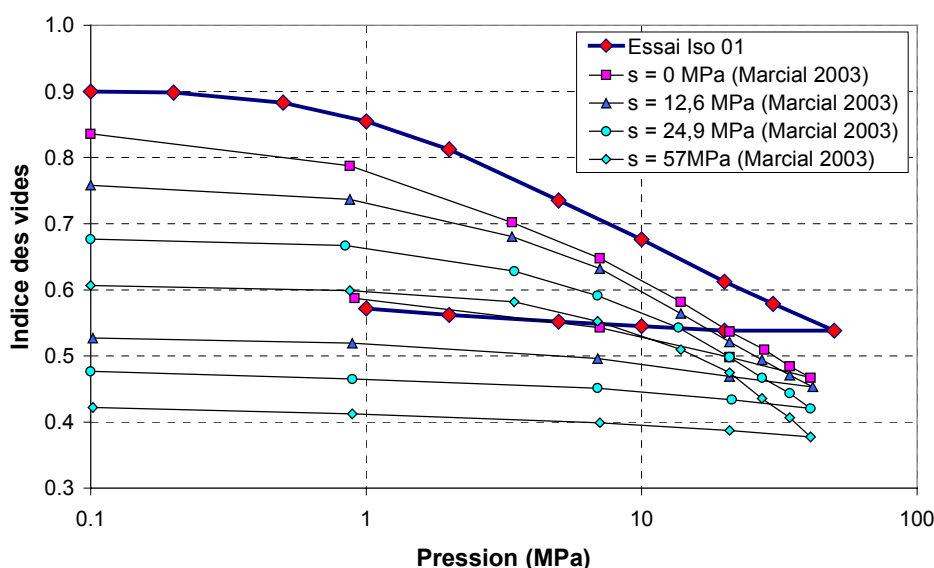
**Figure IV-19.** Variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps pour différents paliers de déchargement. Essai Iso 01. Déchargement à 23,7 °C de température.

#### IV.4.2 Répétabilité des essais de compression

Le deuxième essai, Iso 02, a été réalisé avec la cellule du poste 4. Cet essai a été réalisé en température ambiante,  $20 \pm 1$  °C. Le contrôle de succion du sol a été effectué par une circulation de vapeur d'air traversant la pierre poreuse inférieure. Ce contrôle de succion était identique aux essais oedométriques à succion contrôlée réalisés par Marcial (2003), Villar (2000), Yahia-Aissa (1999). Avec cette cellule, le même essai de compression sur un échantillon identique à celui de l'essai Iso 01 a été lancé. En comparant les résultats obtenus avec ces deux essais, on peut évaluer d'une part la répétabilité du système et d'autre part l'influence du dispositif de contrôle de succion sur les résultats.

La Figure IV-21 présente la variation du volume d'eau dans le GDS en fonction du temps pour chaque palier de chargement. Les mêmes phénomènes observés sur l'essai Iso 01 ont été

relevés sur cet essai. Une première déformation instantanée suivie d'une deuxième déformation plus faible a été constatée pour tous les paliers de chargement. Le volume s'est stabilisé au bout de 3 jours à une semaine.



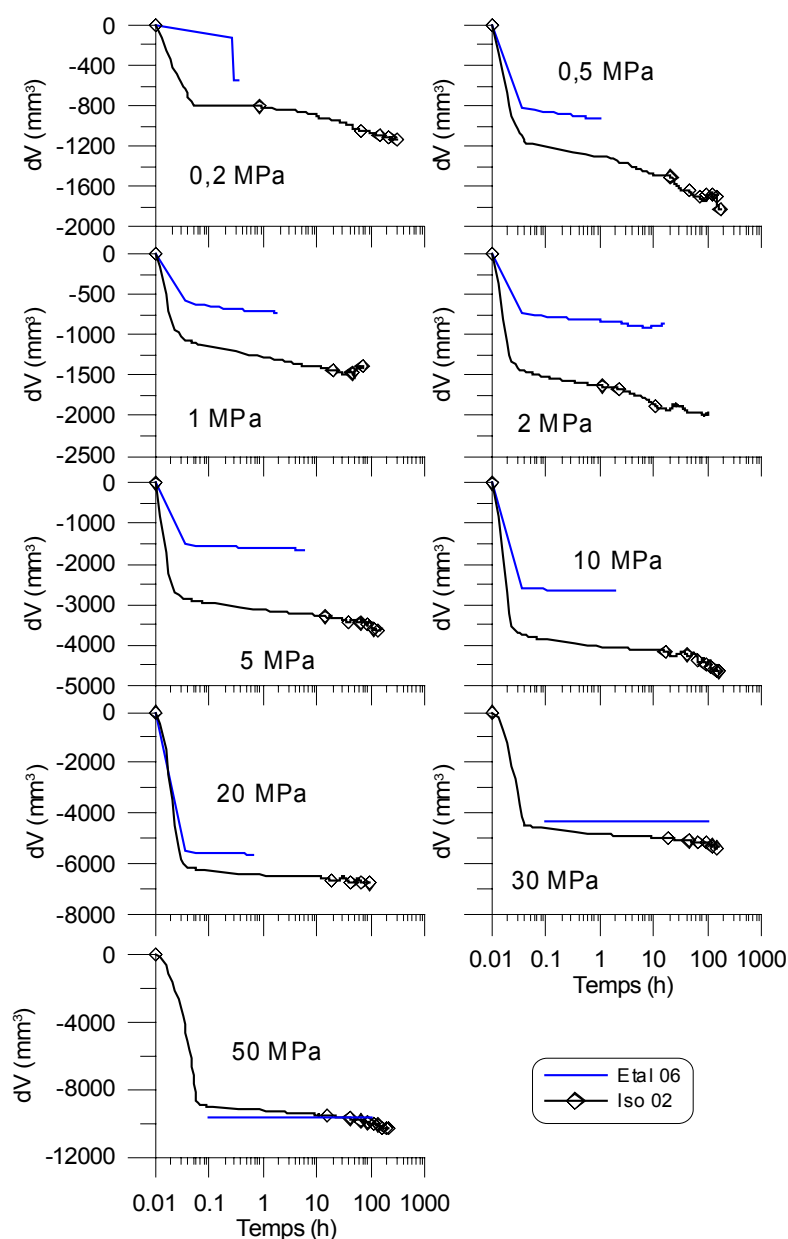
**Figure IV-20. Courbe de compression à succion constante. Essai Iso 01.**

La variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps lors du déchargement de l'essai Iso 02 est présentée sur la Figure IV-22. A la fin du palier de déchargement de 50 MPa à 20 MPa, un problème technique a été détecté. La pompe pneumatique servant à faire circuler la vapeur ne fonctionnait pas correctement. Comme la circulation d'air dans le tuyau était difficile à surveiller, ce problème n'a été détecté qu'au moment où quelques gouttes d'eau se sont condensées sur le tuyau. Une pompe péristaltique a ensuite remplacé la pompe pneumatique pour assurer la circulation d'air. Cette remise en marche de la circulation d'air a séché à nouveau l'échantillon du sol et a donc diminué le volume du sol. On peut voir une diminution du volume d'eau du GDS à la fin du palier de déchargement de 50 MPa à 20 MPa due à ce séchage.

La comparaison entre les essais Iso 01 et Iso 02 montre aucun effet de la méthode de contrôle de succion sur les résultats au niveau du temps d'équilibre. Belanteur et al. (1997), Villar (1999), Cuisinier et Masrouri (2002) ont réalisé des essais oedométriques à succion contrôlée par phase vapeur sans circulation d'air. Ils ont trouvé que le temps d'équilibre était assez long, souvent de plus de trois semaines. Marcial et al. (2002) ont prouvé que la circulation de vapeur a diminué nettement le temps d'équilibre dans les essais de séchage pour établir les courbes de rétentions d'eau des bentonites. C'est avec l'idée de réduire le temps d'équilibre entre la succion du sol et la succion imposée par la solution que la circulation d'air a été intégrée dans les essais oedométriques réalisés par Bernier et al. (1997), Cui et al. (2002a), Lloret et al. (2003) et Marcial (2003). Dans notre cas, la partie précédente sur les propriétés de rétentions d'eau a montré que le temps d'équilibre ne dépendait pas seulement de la



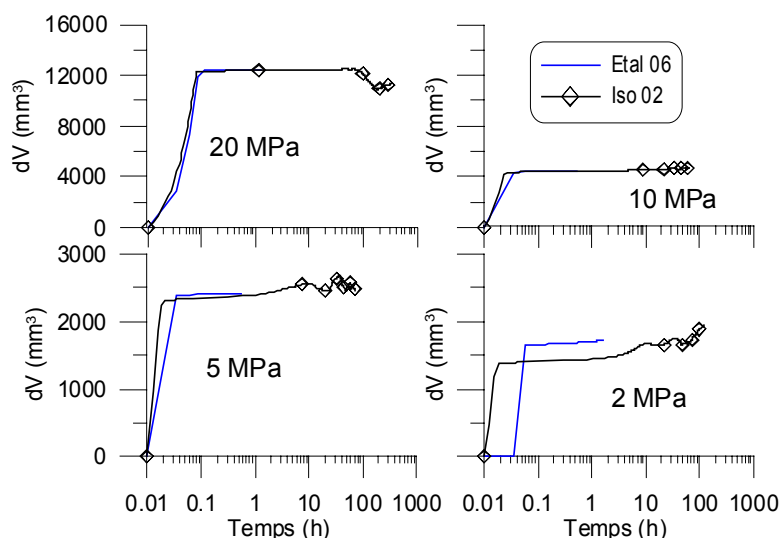
circulation d'air mais aussi d'autres paramètres tels que la masse du sol, la surface libre de la solution, la surface de contact entre le sol et l'air, etc. De plus, dans le cas d'un essai oedométrique à succion contrôlée, la quantité d'eau échangée entre le sol et la solution est beaucoup moins importante que dans le cas d'un essai d'humidification ou de séchage. Toutes ces raisons expliquent le fait que les temps d'équilibre dans chaque palier de chargement entre les essais Iso 01 et Iso 02 soient similaires.



**Figure IV-21. Variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps pour différents paliers de chargement. Essai Iso 02. Chargement à 20 °C de température.**

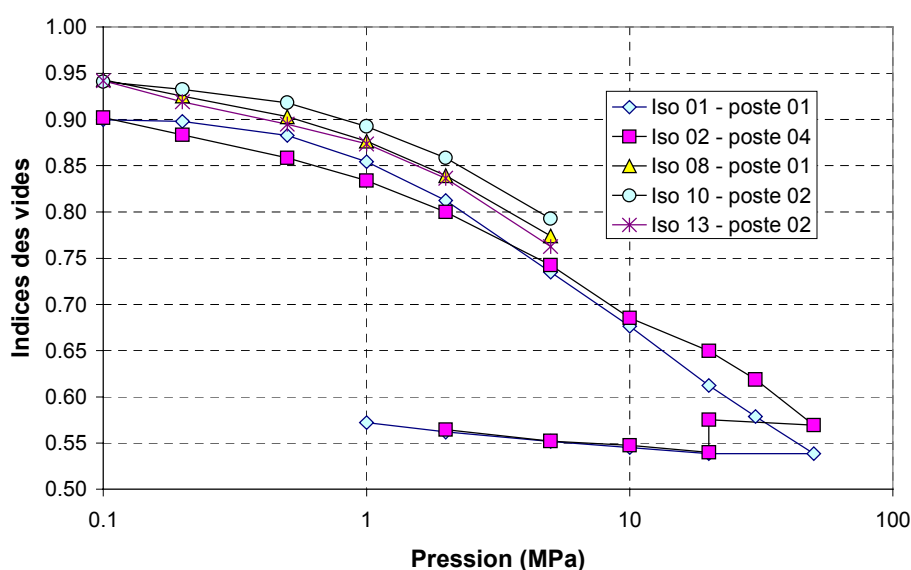
La Figure IV-23 regroupe les résultats des essais de compression à succion contrôlée de 39 MPa réalisés à température ambiante ( $T^\circ = 20\text{--}25\text{ }^\circ\text{C}$ ). Les échantillons utilisés dans les essais Iso 01 et Iso 02 étaient identiques, usinés à partir de l'échantillon A. Les échantillons utilisés dans les essais Iso 08, Iso 10 et Iso 13 étaient légèrement différents. On voit par-là que

même si les échantillons ont été préparés de la même façon, par compactage à une pression de 40 MPa suivi d'une humidification jusqu'à 39 MPa de succion, une petite différence entre les teneurs en eau des poudres à compacter a entraîné une différence de l'état des échantillons. En fait, la teneur en eau de la poudre à compacter pour préparer des échantillons dans les essais Iso 01 et 02 était de 12,1% (échantillon A), elle était de 10,4% pour les autres essais (échantillon D).



**Figure IV-22. Variation du volume d'eau du GDS en fonction du temps pour différents paliers de déchargement. Essai Iso 02. Déchargement à 20 °C de température.**

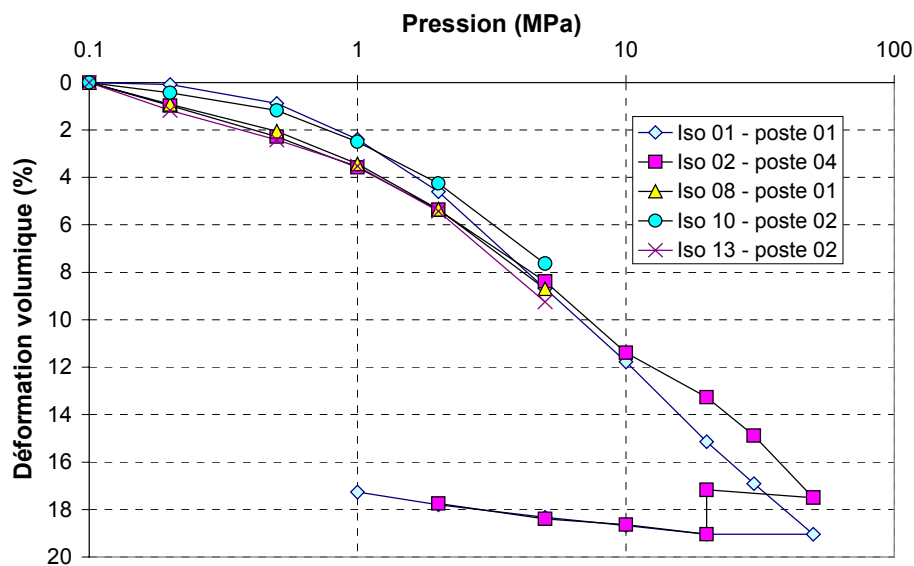
Pour l'essai Iso 01, l'indice des vides du sol après le déchargement à 1 MPa est de 0,57, ce qui est largement inférieur à l'indice des vides du sol après le chargement à 1 MPa, 0,85. On en conclut qu'il y a lieu une déformation plastique lors du cycle de chargement/déchargement. Le comportement du sol peut être donc interprété dans le cadre élasto-plastique.



**Figure IV-23. Courbes de compression 39 MPa de succion et à température ambiante.**

En comparant les essais Iso 01 et Iso 02, on constate une légère différence de comportement à faible pression. Quand la pression est inférieure à 5 MPa, la déformation du sol dans l'essai Iso 02 est plus importante que celle de l'essai Iso 01. De plus, la relation  $e - \log p$  est linéaire avec la pression de 0,1 MPa à 1 MPa pour l'essai Iso 02. Ce n'est pas le cas pour l'essai Iso 01. Cette partie correspondrait à la zone élastique. La différence entre ces deux courbes dans cette partie montre la difficulté d'avoir une bonne estimation de l'indice de gonflement ( $C_s$ ). On peut expliquer cette imprécision par les erreurs cumulées dans le système : la variation de la température ambiante, la précision du capteur de pression du GDS à basse pression, la présence des bulles d'air dans l'eau, etc. La comparaison entre les essais Iso 08, Iso 10 et Iso 13 montre aussi une légère différence sur les courbes obtenues avec des échantillons pourtant à l'identique. Malgré tout, les allures des cinq courbes pour la pression de 0,1 MPa à 5 MPa sont globalement similaires.

Pour enlever l'effet de l'indice des vides initial sur la courbe de compression afin d'analyser la répétabilité des essais, les variations volumiques en fonction de la pression sont déterminées (Figure IV-24). Une bonne répétabilité a pu être obtenue. Les courbes de compression des essais Iso 02, Iso 08 et Iso 13 sont presque confondues dans la plage de pression de 0,1 MPa à 5 MPa. Les deux autres courbes sont légèrement différentes.



**Figure IV-24. Déformation volumique sous chargement mécanique à 39 MPa de succion et à température ambiante.**

Pour la partie plastique des courbes de compression, avec la pression de 5 MPa à 50 MPa, la relation  $e - \log p$  est linéaire pour l'essai Iso 01. On observe que la courbe de compression de l'essai Iso 02 n'est pas une droite pour les pressions de 5 MPa à 50 MPa. Quand la pression varie de 20 MPa à 50 MPa, la déformation volumique est fonction linéaire du logarithme de la pression. La pente est égale à celle de l'essai Iso 01. En revanche, le palier de 10 MPa à 20 MPa n'a pas suivi cette pente. Cette anomalie peut être expliquée par le problème

technique observé au palier de déchargement de 50 MPa à 20 MPa dans l'essai Iso 02 : on a constaté que la circulation d'air pour le contrôle de succion a été bouchée.

Ce bouchage peut expliquer les résultats de l'essai Iso 02 lors du chargement de 10 MPa à 20 MPa. Après le palier de chargement de 10 MPa, la circulation de vapeur dans l'essai Iso 02 a commencé à être bouchée. Pour cette raison, la courbe de compression est décalée par rapport à celle de l'essai Iso 01. Pendant le déchargement de 50 MPa à 20 MPa, avec la remise en marche de la circulation de vapeur d'eau, les états du sol des deux essais se trouvent à nouveau similaires. Les courbes de déchargement de 20 MPa à 2 MPa des deux essais sont totalement confondues.

En conclusion, les essais réalisés sur les différents échantillons avec les différentes cellules ont montré une bonne répétabilité des systèmes développés. La circulation d'air appliquée pour le contrôle de succion de la cellule du poste 4 n'a eu aucun effet sur le temps d'équilibre et sur les résultats thermo-hydro-mécaniques. Cette observation montre que la technique de contrôle de succion par phase vapeur sans circulation d'air est aussi efficace pour ce type d'essais. La répétabilité obtenue a confirmé aussi la capacité du système de mesure de déformation volumique du sol par le GDS.

#### IV.4.3 Effet de la succion sur la compressibilité à température ambiante

Les courbes de compression des échantillons à 110 MPa de succion sont présentées sur la Figure IV-25. Les échantillons ont été usinés à partir de l'échantillon E, leurs paramètres initiaux étaient donc identiques ( $w = 9,42\%$ ;  $e = 0,515$ ;  $\rho_d = 1,82 \text{ Mg/m}^3$ ). Un cycle de chargement/déchargement ( $p = 0,1 - 50 - 0,2 \text{ MPa}$ ) a été effectué dans l'essai Iso 06. Par contre, dans les essais Iso 14 et Iso 15, seul le chargement a été effectué.

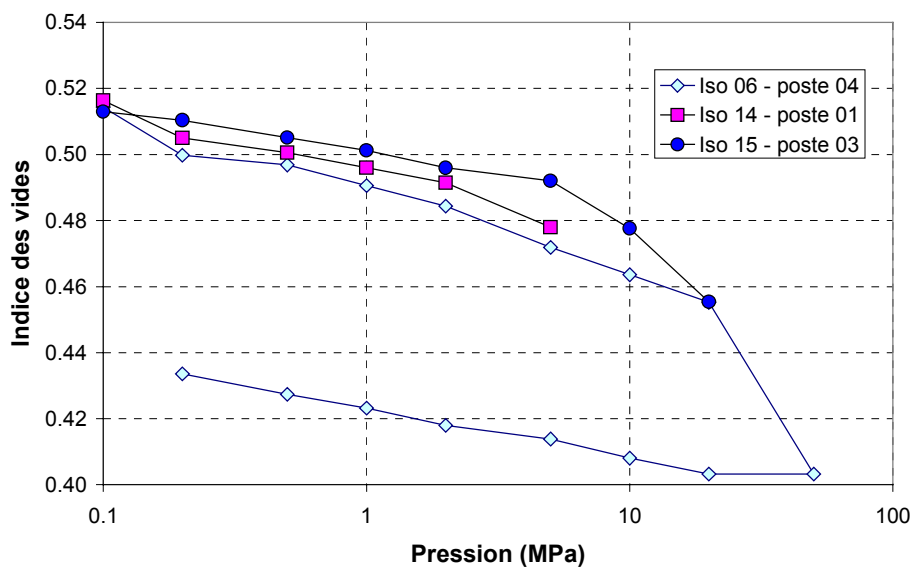


Figure IV-25. Courbes de compression à une succion de 110 MPa et à température ambiante.

Les comportements des trois échantillons lors du chargement de 0,1 MPa à 5 MPa sont similaires. La relation entre l'indice des vides et le logarithme de la pression est presque linéaire. Les pentes des trois courbes sont identiques. Lorsque la pression a dépassé 20 MPa, une déformation plastique a été observée sur la courbe de compression Iso 06 avec une pente plus forte. Pendant le déchargement, la relation  $e - \log p$  de l'essai Iso 06 est également linéaire avec une pente similaire aux pentes de chargements.

Les paramètres de compressibilité ont été déterminés à partir de ces courbes. Les 5 paramètres à déterminer sont :

- la pente de compression élastique ( $\kappa$ ) :  $\kappa = \Delta e / \Delta \ln p$  (sur la partie élastique)
- le pente de compression plastique ( $\lambda$ ) :  $\lambda = \Delta e / \Delta \ln p$  (sur la partie plastique)
- le coefficient de compression ( $C_c$ ) :  $C_c = \Delta e / \Delta \log p$  (sur la partie plastique),  $C_c = 2,3\lambda$
- le coefficient de gonflement ( $C_s$ ) :  $C_s = \Delta e / \Delta \log p$  (sur la partie élastique),  $C_s = 2,3\kappa$
- La pression de préconsolidation ( $p_0$ )

Les valeurs des paramètres de compression élastique ( $\kappa$  et  $C_s$ ) déterminées à partir des essais Iso 06, Iso 14 et Iso 15 sont présentées au Tableau IV-3. Avec l'essai Iso 06, deux valeurs de coefficient de gonflement ( $C_s$ ) peuvent être déterminées sur la courbe de chargement et la courbe de déchargement. Selon la Norme Française (NF P 94-090-1), le coefficient de compression ( $C_c$ ) ne peut être déterminé que lorsqu'on a au moins trois points alignés sur la partie plastique de la courbe de compression. Or, dans le cas d'essai Iso 06, il y a seulement deux points qui se trouvent sur la partie plastique. Malgré cela, les paramètres de compression plastique ( $\lambda$  et  $C_c$ ) ont été tout de même calculés à partir des deux points correspondant aux chargements de 20 MPa et de 50 MPa. La valeur moyenne de la pression de préconsolidation ( $p_0$ ) déterminée par cette méthode est de 14,6 MPa. Cette valeur est très éloignée de la pression de compactage subie par le sol (40 MPa).

**Tableau IV-3. Détermination des paramètres de compressibilité pour les essais à une succion de 110 MPa et à température ambiante.**

Essai	$\kappa$	$C_s$	$\lambda$	$C_c$	$p_0$ (MPa)
Iso 06 chargement	0,0100	0,0230	0,0568	0,1308	17,7
Iso 06 déchargement	0,0065	0,0150	0,0568	0,1308	12,2
Iso 14	0,0077	0,0177	0,0568	0,1308	17,4
Iso 15	0,0057	0,0131	0,0568	0,1308	11,2
Moyenne	0,0075	0,0172	0,0568	0,1308	14,6

Une courbe de compactage est présentée avec la courbe de compression Iso 06 sur la Figure IV-26. La succion de la poudre à compacter était de 110 MPa. Sur la courbe de compactage de l'échantillon C, la relation  $e - \log p$  était linéaire pour des pressions inférieures à 2 MPa. Lorsque la pression a dépassé 5 MPa, on a obtenu une pente plus forte correspondant à un comportement plastique. Après le compactage jusqu'à 40 MPa, le sol a été déchargé en deux paliers de 5 MPa et de 0,1 MPa. La relation  $e - \log p$  sur ce chemin de déchargement était aussi linéaire.

En considérant que ce comportement est élastoplastique, on peut déduire le coefficient de compression ( $C_c$ ) de la bentonite MX80 à une succion initiale de 110 MPa à partir des essais de compactage isotrope. De la même façon, le coefficient de gonflement ( $C_s$ ) peut être déduit du chemin de déchargement. Le coefficient de gonflement déterminé par le compactage isotrope C est de 0,034, deux fois plus grand que la valeur déterminée par les essais de compression à succion contrôlée de 110 MPa. Le coefficient de compression  $C_c = 0,496$ , trois fois plus grand que celui déterminé par l'essai Iso 06.

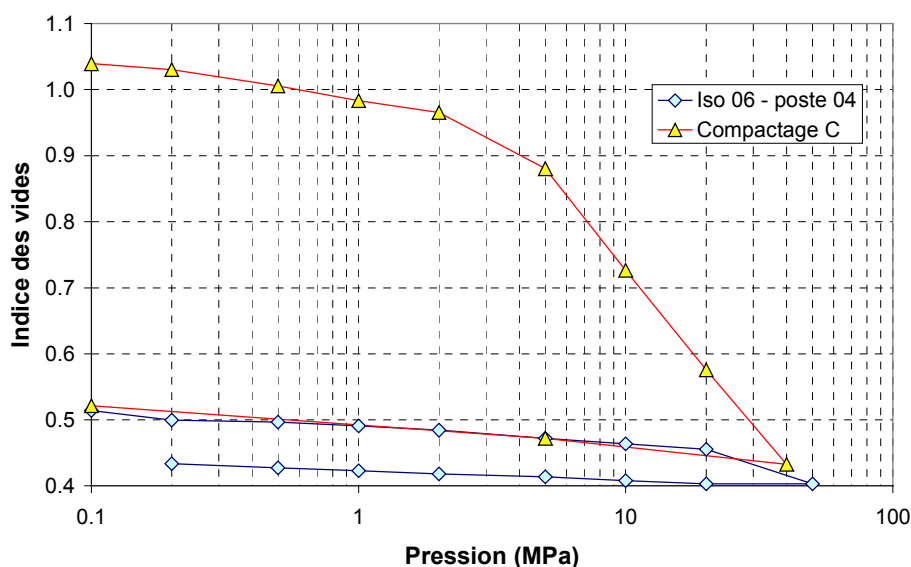


Figure IV-26. Courbes de compression. Essai Iso 06 et essai de compactage C.

Au cours du compactage, l'état de contrainte dans le sol est isotrope. En revanche, dans un essai de compression, son état de contrainte est différent. D'une part, le diamètre de l'échantillon (80 mm) est beaucoup plus grand que sa hauteur (15 mm), et d'autre part, l'échantillon est coincé entre deux disques métalliques rigides pendant l'essai. Le frottement entre le sol et la pierre poreuse insérée dans le disque aurait empêché toute déformation radiale du sol lors de la compression. Dans ces conditions, la déformation du sol est proche de celle dans un oedomètre, il n'y a que la déformation axiale. Il est normal que la déformation du sol à l'état de contrainte isotrope soit différente de celle dans le cas d'un essai oedométrique. Ho et Fredlund (1995) ont observé également une différence entre les

coefficients de compressibilité dans l'essai de compression isotrope et l'essai de compression 1D. La différence de l'état de contrainte peut être aussi en partie la cause pour la différence entre la pression de préconsolidation déterminée par les essais de compression (14,6 MPa) et la pression de compactage isotrope du sol (40 MPa).

Les courbes de compression des essais 39 MPa de succion ont été présentées précédemment sur la Figure IV-23. Pour les essais Iso 01 et Iso 02, un cycle de chargement/déchargement a été réalisé. Pour ces deux essais, deux valeurs de coefficient de gonflement ( $C_s$ ) ont pu être déterminées de chaque essai. Pour les essais Iso 08, Iso 10 et Iso 13, seul le coefficient de gonflement ( $C_s$ ) a été déterminé, la compression jusqu'à la plasticité n'a pas été effectuée. Les valeurs de pression de préconsolidation apparente ont été déterminées sur la relation  $\varepsilon_v - \log p$  présentée sur la Figure IV-24. Elle correspond à l'intersection entre la droite de compression plastique de l'essai Iso 01 et les droites de compression élastique tracées de l'origine avec une pente correspondant au coefficient de gonflement. Avec cette méthode, une pression de préconsolidation peut être déterminée. Tous les paramètres déterminés sont rassemblés au Tableau IV-4. La pression de préconsolidation des échantillons humidifiés jusqu'à 39 MPa de succion a diminué de 14,6 MPa (à  $s = 110$  MPa) à 1,5 MPa.

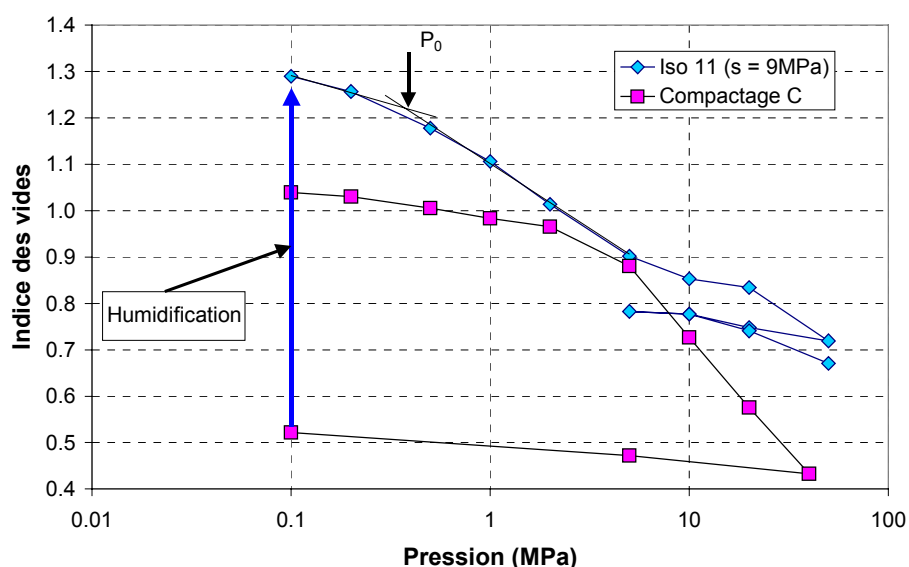
**Tableau IV-4. Détermination des paramètres de compressibilité pour les essais à une succion de 39 MPa et à température ambiante.**

Essai	$\kappa$	$C_s$	$\lambda$	$C_c$	$p_0$ (MPa)
Iso 01 chargement	0,0165	0,0380	0,0865	0,1992	1,03
Iso 01 déchargement	0,0111	0,0256			0,99
Iso 02 chargement	0,0269	0,0619	0,0826	0,1962	1,89
Iso 02 déchargement	0,0105	0,0242			0,97
Iso 08	0,0248	0,0571			1,84
Iso 10	0,0142	0,0327			1,08
Iso 13	0,0293	0,0675			2,01
Moyenne	0,0190	0,0438	0,0918	0,2113	1,48

Un seul essai de compression à succion contrôlée de 9 MPa a été effectué à température ambiante. Sur la Figure IV-27, la courbe de compression de cet essai, essai Iso 11, est tracée ensemble avec la courbe du compactage de l'échantillon C. Après le compactage jusqu'à 40 MPa, l'indice des vides du sol était de 0,52. Une humidification, qui a réduit la succion dans le sol de 110 MPa à 9 MPa, a fait gonfler le sol et a augmenté donc l'indice des vides jusqu'à 1,29. Ensuite, le sol a été chargé par palier de 0,1 MPa à 50 MPa. Ce chargement a été suivi d'un cycle de déchargement/rechargement de 50–5–50 MPa.

L'humidification de 110 MPa à 9 MPa de succion a réduit la pression de préconsolidation à une valeur inférieure à 1 MPa. Les trois points correspondant aux chargements de 1 MPa,

2 MPa et 5 MPa sont alignés sur une droite qui définit une pente représentant l'état plastique. Les points correspondant aux chargements de 10 MPa, 20 MPa et 50 MPa ne se trouvent pas sur cette droite. Cette anomalie peut être due aux problèmes techniques liés au contrôle de succion de la cellule pendant l'essai. Toutefois, une réversibilité peut être constatée pendant le cycle de déchargement/rechargement.



**Figure IV-27. Courbe de compression à la succion constante de 9 MPa et à température ambiante.**

Les résultats sur la détermination des paramètres de compressibilité de l'essai Iso 11 (à succion contrôlée de 9 MPa, température ambiante) sont rassemblés au Tableau IV-5. Trois valeurs du coefficient de gonflement ont pu être déterminés sur trois parties de la courbe de compression : le chargement, le déchargement et le rechargement. En revanche, une seule valeur du coefficient de compression ( $C_c$ ) a été déterminée. La pression de préconsolidation moyenne est de 0,36 MPa. Cette valeur est très petite par rapport à la pression de préconsolidation initiale (14,6 MPa à  $s = 110$  MPa). Cette forte diminution montre l'effet net du changement de la succion sur les propriétés mécaniques du sol.

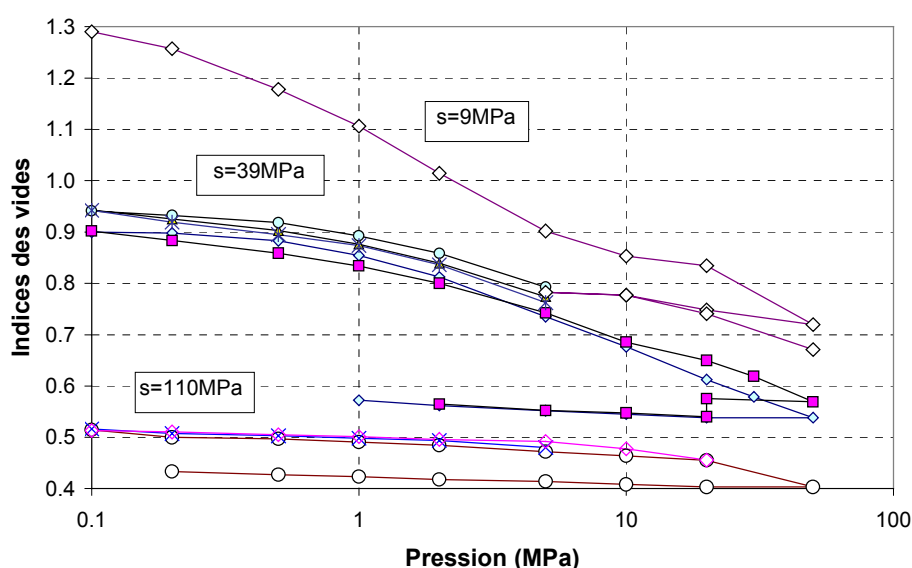
**Tableau IV-5. Détermination des paramètres de compressibilité pour l'essai à une succion de 9 MPa et à température ambiante.**

Essai	$\kappa$	$C_s$	$\lambda$	$C_c$	$p_0$ (MPa)
Iso 11 chargement	0,0477	0,1098	0,1266	0,2915	0,38
Iso 11 déchargement	0,0289	0,0665	0,1266	0,2915	0,30
Iso 11 rechargement	0,0500	0,1151	0,1266	0,2915	0,40
Moyenne	0,0422	0,0972	0,1266	0,2915	0,36

Les résultats des essais de compression à succion contrôlée réalisés à température ambiante sont regroupés sur la Figure IV-28. Après le compactage et l'usinage des échantillons, ces



échantillons ont été d'abord conservés à une succion de 110 MPa et à une température de 20 °C. Trois échantillons ont été mis en place directement dans la cellule avec un contrôle de succion de 110 MPa pendant toute la durée de l'essai de compression. Pour l'essai Iso 11, le sol a été d'abord humidifié à 9 MPa de succion. L'indice des vides à l'état d'équilibre est de 1,29. Il a été ensuite mis dans la cellule. Pour les essais à succion contrôlée de 39 MPa, l'indice des vides des échantillons au montage d'essais était de 0,90 – 0,94. Après le montage d'essais, ces échantillons ont été soumis au chargement par palier. La variation de l'indice des vides du sol en fonction de la pression appliquée est présentée sur la Figure IV-28. L'humidification du sol de la succion initiale de 110 MPa à 39 MPa et à 9 MPa a totalement changé les propriétés de la compressibilité du sol. Avec l'humidification, le sol a gonflé, sa pression de préconsolidation apparente a diminué, la compressibilité a augmenté.



**Figure IV-28. Essais de compression à succion contrôlée et à température ambiante.**

Les paramètres de compressibilité du sol en fonction de la succion sont présentés sur la Figure IV-29. La pente de compression élastique ( $\kappa$ ) et la pente de compression plastique ( $\lambda$ ) ont diminué légèrement avec l'augmentation de la succion. Ces tendances sont en accord avec les résultats trouvés dans la littérature.

La Figure IV-30 présente la relation entre la pression de préconsolidation et la succion appliquée identifiée par les essais de compression à succion contrôlée réalisés dans ce travail et dans les travaux de Lloret et al. (2003) et Marcial (2003). Marcial (2003) a travaillé avec la même bentonite MX80 préparée par le compactage isostatique jusqu'à 39 MPa de pression. On observe que, dans son cas, la diminution de la pression de préconsolidation due à l'humidification est moins importante que celle du présent travail. Il faut noter que la méthode d'identification utilisée dans le présent travail est une méthode très classique définie dans la Norme Française (NF P 94-090-1). Par contre, Marcial (2003) a utilisé la méthode de la bissectrice (Casagrande 1936) pour déterminer la pression de préconsolidation. De plus,

comme le sol dans ce travail a été humidifié en condition de gonflement libre et le sol dans le travail de Marcial (2003) a été humidifié dans l'oedomètre et sous faible contrainte verticale (0,1 MPa), la déformation volumique du sol sous l'hydratation dans ce travail a été beaucoup plus importante que dans le travail de Marcial (2003), (voir Figure IV-5). Cette différence en condition de gonflement peut expliquer la différence de l'effet de l'humidification sur la pression de préconsolidation. La méthode d'identification utilisée par Lloret et al. (2003) est identique à celle utilisée dans le présent travail mais le gonflement sous l'humidification a été moins important. Pour conclure, plus le gonflement sous l'humidification est important, plus la diminution de la pression de préconsolidation apparente est grande.

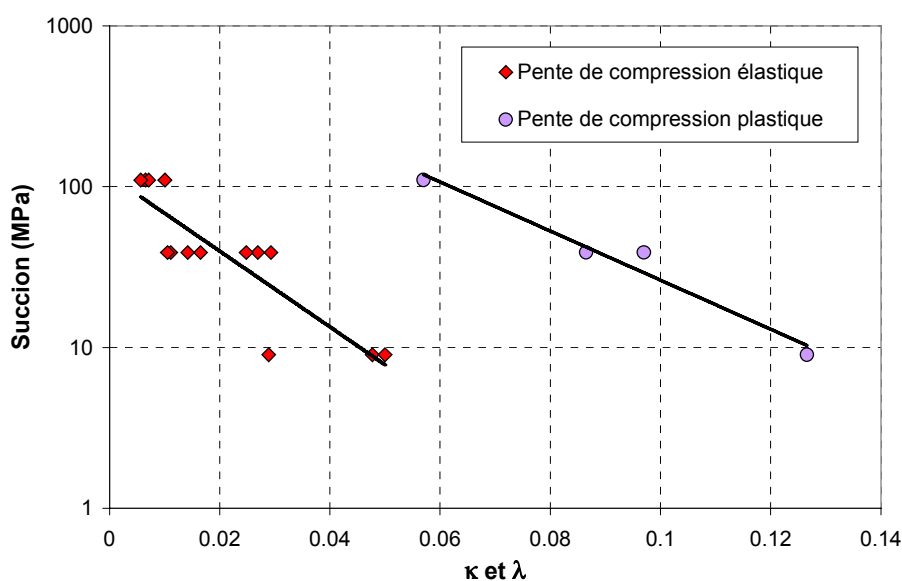


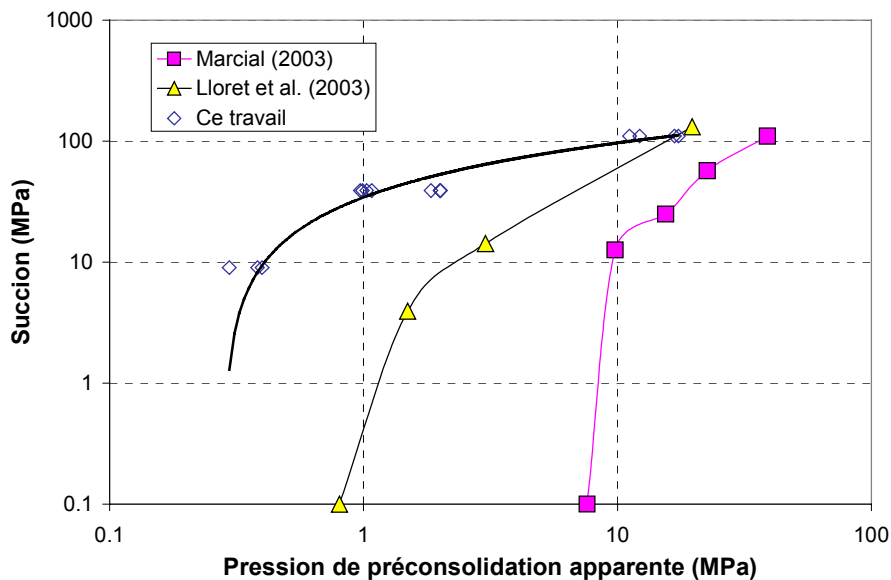
Figure IV-29. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion.

#### IV.4.4 Discussion sur le comportement hydro-mécanique à température ambiante

Dans ce travail, plusieurs essais de compression ont été réalisés à trois différentes succions: 110 MPa, 39 MPa et 9 MPa. Les résultats obtenus ont mis en évidence l'effet de la succion sur les paramètres de compressibilité du sol : le coefficient de gonflement ( $C_s$ ) ou la pente de compression élastique ( $\kappa$ ) ; le coefficient de compression ( $C_c$ ) ou la pente de compression plastique ( $\lambda$ ) ; la pression de préconsolidation ( $p_0$ ).

L'étude sur les propriétés de compressibilité a été réalisée dans plusieurs travaux. La compression élastique ( $\kappa$  ou  $C_s$ ) des sols a été étudié par Al-Mukhtar et al. (1999), Alonso et al. (1995), Alshihabi et al. (2002), Cui et Delage (1996), Marcial (2003), Lloret et al. (2003), Cuisinier et Masrouri (2004). En fait, lorsque la pression exercée sur le sol reste petite, la déformation du sol sous le chargement mécanique est due à la déformation volumique des agrégats ou des grains des sols. L'effondrement des macro-pores dans le sol et la rupture des contacts entre les agrégats commencent au moment où la pression dépasse la limite de rupture

ou la pression de préconsolidation. Cui et Delage (1996), par des essais de compression isotrope, ont trouvé que la pente de compression élastique du limon de Jossigny ( $I_p = 18$ ) était indépendante de la succion. Les essais de compression oedométrique réalisés par Cuisinier et Masrouri (2004) sur un mélange limon/bentonite ( $I_p = 21$ ) ont montré que  $\kappa$  a diminué très légèrement avec l'augmentation de la succion. Cette influence a été considérée négligeable. L'indépendance de la pente de compression élastique par rapport à la succion est en accord avec le modèle de Barcelone (BBM) proposé pour les sols non saturés peu plastiques (Alonso et al. 1990). En fait, pour les sols peu plastiques, la propriété des grains de sol est faiblement influencée par le changement de la succion. Dans le travail de Cuisinier et Masrouri (2004), cette influence a été observée que dans le cas où la succion était inférieure à 0,5 MPa ou dans le cas où la succion a dépassé 100 MPa. Lorsque la succion variait entre ces deux valeurs,  $\kappa$  a été trouvé constante. Ces observations sont en accord avec les résultats de Alshihabi et al. (2002) sur un mélange d'argiles ( $I_p = 16$ ) où les cycles de séchage/humidification de 0 à 800 kPa de succion ont une très légère influence sur la compression élastique du sol.



**Figure IV-30. Relation entre la pression de préconsolidation apparente et la succion appliquée.**

Dans le cas des essais réalisés sur les bentonites compactées, Al-Mukhtar et al. (1999), Lloret et al. (2003), Marcial (2003) ont constaté une augmentation de la pente de compression élastique avec l'humidification du sol. Ces observations sont en accord avec les résultats obtenus dans le présent travail. En fait, pour les argiles gonflantes compactées, l'humidification change la structure des agrégats du sol. Les feuillets dans les agrégats s'écartent avec la diminution de la succion. Les agrégats gonflent donc sous l'humidification et leur structure devient plus lâche. Par conséquent, la compressibilité des agrégats devient plus importante. Dans le modèle de Barcelone (BExM) proposée pour les sols gonflants compactés non saturés, on tient compte de ce phénomène (Gens et Alonso 1992 ; Alonso 1998 ; Alonso et al. 1999). Dans ce modèle, pour le comportement de la microstructure du sol, la rigidité microstructurale est calculée par la formule suivante :

$$K_m = \frac{e^{\alpha_m(p+s)}}{\beta_m} \quad [IV-1]$$

où  $\alpha_m$  et  $\beta_m$  sont des paramètres. Cette formule implique une rigidité microstructurale plus grande à une succion plus forte.

Le travail d'Alonso et al. (1995) a confirmé aussi le rôle des propriétés des agrégats de sol sur la compressibilité élastique. La poudre de l'argile de Boom a été compactée à une teneur en eau de 3% jusqu'à un poids volumique sec de 20 kN/m<sup>3</sup>. L'échantillon compacté a été ensuite concassé pour obtenir des grains de 2 mm de diamètre environ. Ces grains ont été utilisés pour compacter des échantillons à des poids volumiques secs de 12 kN/m<sup>3</sup> à 17 kN/m<sup>3</sup> par compactage isostatique. Les essais oedométriques réalisés sur ces échantillons ont montré une augmentation de la pente de compression élastique avec l'augmentation de la masse volumique sèche. Cette influence a été expliquée par le changement de la structure des agrégats lors du compactage. Le compactage statique a pu créer des microfissures dans les agrégats. Plus l'échantillon est dense, plus la force de compactage est grande, plus les microfissures sont nombreuses.

Si le comportement élastique du sol peut être expliqué par seulement la rigidité des grains ou des agrégats de sol, le comportement plastique est une combinaison de plusieurs phénomènes. Lorsque la pression exercée sur le sol atteint la pression de préconsolidation, la déformation du sol est la somme des déformations des grains et de l'effondrement des macro-pores entre les grains. L'ampleur de cet effondrement sous la contrainte dépend de la structure du sol, du contact entre les grains, etc. Dans le présent travail, la pente de compression plastique ( $\lambda$ ) a augmenté de 0,057 à 0,090 et à 0,127 quand la succion a diminué de 110 MPa à 39 MPa et à 9 MPa. La valeur déterminée par Marcial et al. (2002) sur la bentonite MX80 saturée ( $s = 0$ ) à l'oedomètre était de 0,182. Cette valeur est compatible avec les résultats obtenus dans notre cas.

L'augmentation de la pente de compression plastique avec la diminution de la succion a été observée par Cui et Delage (1996), Al-Mukhtar et al. (1999), Alshihabi et al. (2002), Lloret et al. (2003) sur des sols non gonflants ou très gonflants. Cette influence de la succion sur la pente de compression plastique du sol a été introduit dans le modèle de Barcelone (BBM) par Alonso et al. (1990) :

$$\lambda(s) = \lambda(0)[r + (1-r)e^{-\beta s}] \quad [IV-2]$$

Dans cette formule,  $\lambda(s)$  est la pente de compression plastique à la succion  $s$ ,  $\lambda(0)$  est la pente de compression plastique à l'état saturé,  $r$  et  $\beta$  sont des paramètres.

Cuisinier et Masrouri (2004), en travaillant sur un mélange limon/bentonite, ont trouvé que la relation entre la pente de compression plastique et la succion n'était pas constante sur une plage de succion de 0,01 MPa à 300 MPa. Quand la succion a diminué de 300 MPa à 8,5 MPa, cette pente a augmenté de 0,1 à 0,3. Quand la succion a continué à diminuer, la

penne de compression plastique a diminué jusqu'à 0,23 à une succion de 4 MPa et elle est restée constante avec les succions inférieures à 4 MPa. On a expliqué ces observations contradictoires par le fait que la double structure n'existe qu'aux succions supérieures à 4 MPa pour ce sol. Lorsque la succion était inférieure à 4 MPa, l'échantillon avait une structure homogène, les macros pores n'existaient plus, et la pente  $\lambda(s)$  restait constante avec la succion.

Al-Mukhtar et al. (1999) ont trouvé que l'effet de la succion sur le changement de la pente de compression plastique est plus important quand le sol est plus plastique. D'après Alshihabi et al. (2002), après un cycle de séchage/humidification, cette pente a diminué légèrement à cause d'un changement possible de la structure du sol après ce cycle. Plus récemment, Cuisinier et Masrouri (2005) ont conclu que la pente de compression plastique  $\lambda(s)$  dépendait du chemin de chargement hydro-mécanique. Alonso et al. (1995) ont trouvé que cette pente d'un sol compacté plus dense est plus petite, ce qui montre l'effet de la rigidité de la structure sur la compressibilité.

Pour le coefficient de compression d'une argile saturée, l'influence du type de cations échangeable sur ce coefficient a été étudiée par Mathew et Rao (1997). Ils ont trouvé une réduction du coefficient de compression avec l'augmentation de la valence du cation. Park et Koumoto (2004), Sridharan et Nagaraj (2000) ont proposé plusieurs corrélations pour estimer ce coefficient à partir des indices de consistance du sol. En général, le coefficient de compression augmente linéairement avec la limite liquide ( $w_L$ ) ainsi que l'indice de plasticité ( $I_p$ ).

L'effet de la succion sur la pression de préconsolidation apparente a été largement étudié pour les sols non saturés. Ho et Fredlund (1995), Cui et Delage (1996), Cuisinier et Masrouri (2002), Alshihabi et al. (2002), Lloret et al. (2003), Cuisinier et Masrouri (2004) ont, parmi d'autres, trouvé une augmentation de la pression de préconsolidation avec l'augmentation de la succion du sol. La dépendance de la pression de préconsolidation à la succion est décrite dans le modèle de Barcelone (BBM) par la formule suivante, (Alonso et al. 1990):

$$p_0 = p_c \left( \frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad [IV-3]$$

Dans cette formule,  $p_0$  et  $p_0^*$  sont respectivement la pression de préconsolidation à la succion  $s$  et à l'état saturé. Cette formule est aussi la fonction de la courbe LC qui est la surface de charge dans le plan  $s - \ln p$ . Cette pression est la limite où les macro-pores dans le sol commencent à s'effondrer. Cette limite dépend de la densité du sol (Alonso et al. 1995), du cation échangeable dans le sol (Mathew et Rao 1997), de l'histoire hydrique et mécanique du sol (Cuisinier et Masrouri 2002), et de la procédure de compactage (Sivakumar et Wheeler 2000).

## IV.5 Effet de la température sur le comportement hydro-mécanique

L'effet de la température sur le comportement hydro-mécanique a été observé au travers des essais réalisés sous des sollicitations mécanique, hydrique et thermique. La variation volumique du sol sous des sollicitations thermiques dans des conditions hydrique et mécanique constantes a été déjà étudiée dans les parties précédentes. Dans cette partie, le comportement volumique du sol sous des sollicitations mécaniques à succion et à température constantes est analysé.

### IV.5.1 Essais à succion de 110 MPa

Le comportement mécanique des échantillons à une succion de 110 MPa en conditions isothermes est d'abord étudié. La Figure IV-31 présente les résultats des essais Iso 06 et Iso 07. Dans l'essai Iso 06, l'échantillon compacté a une masse volumique sèche initiale de  $1,82 \text{ Mg/m}^3$  et une teneur en eau initiale de 9,42%. Il a été soumis à un cycle de chargement/déchargement de 0,1–50–0,2 MPa par palier. L'analyse de la courbe de compression de cet essai a déjà été présentée précédemment. Un échantillon identique à celui de l'essai Iso 06 a été utilisé pour l'essai Iso 07. Après la mise en place dans la cellule isotrope, cet échantillon a été chauffé de 25 °C à 60 °C sous une pression constante de 0,1 MPa. Cet échauffement a engendré une dilatation thermique de 0,7% (Figure IV-11), l'indice des vides du sol a évolué de 0,514 à 0,525. Ensuite, un cycle de chargement/déchargement de 0,1–50–0,2 MPa a été appliqué à une température constante de 60 °C.

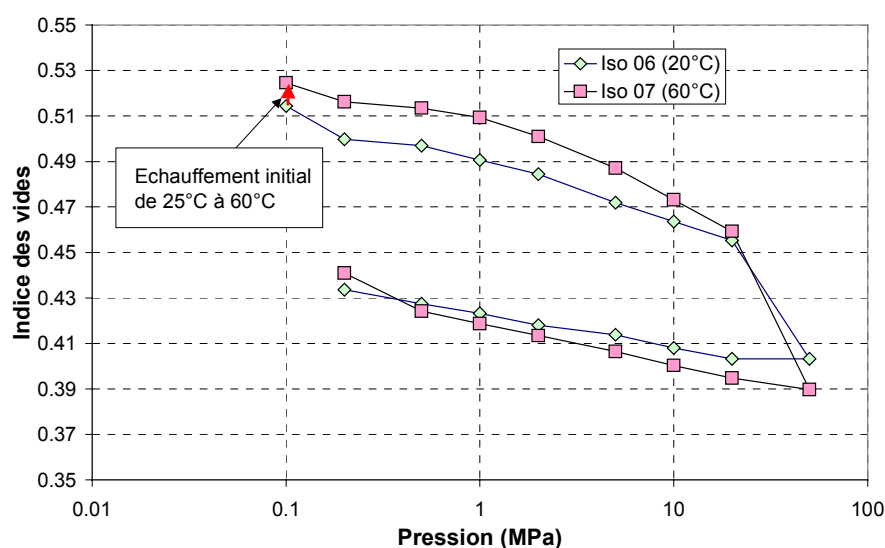


Figure IV-31. Courbes de compression à une succion de 110 MPa et à différentes températures.

Les paramètres de compressibilité des essais Iso 06 et Iso 07 sont présentés au Tableau IV-6. Le coefficient de gonflement ( $C_s$ ) semble insensible à la température. Si l'on admet que la pente de compression plastique soit la droite entre les points de chargement de 20 MPa et

50 MPa, le coefficient de compression ( $C_c$ ) peut être déterminé et on observe qu'il a augmenté légèrement avec l'augmentation de la température. La pression de préconsolidation déterminée avec l'intersection entre la droite de chargement élastique et la droite de chargement plastique a diminué légèrement avec l'échauffement de 25 °C à 60 °C. Cependant, si l'on détermine cette valeur en prenant en compte le coefficient de gonflement basé sur la courbe de déchargement, cette pression de préconsolidation semble insensible à la température.

**Tableau IV-6. Détermination des paramètres de compressibilité pour les essais à une succion de 110 MPa et à différentes températures.**

Essai	$\kappa$	$C_s$	$\lambda$	$C_c$	$p_0$
Iso 06 chargement (20 °C)	0,0100	0,0230	0,0568	0,1308	17,7
Iso 06 déchargement (20 °C)	0,0065	0,0150	0,0568	0,1308	12,2
Iso 07 chargement (60 °C)	0,0061	0,0140	0,0759	0,1748	12,8
Iso 07 déchargement (60 °C)	0,0080	0,0184	0,0759	0,1748	14,2

Sur la Figure IV-32, les résultats des essais Iso 06 et Iso 14 sont présentés ensemble. Les échantillons utilisés dans ces deux essais étaient identiques. Pour l'essai Iso 14, après la mise en place dans la cellule de compression, le sol a été soumis à un chargement par palier de 0,1 MPa à 5 MPa sous une température constante de 22,5 °C. La variation volumique du sol dans l'essai Iso 14 est similaire à celle de l'essai Iso 06 sur cette partie. Le sol dans l'essai Iso 14 a été ensuite soumis à un cycle d'échauffement/refroidissement de 22,5–80–22,5 °C, qui a engendré une dilatation de 0,7% à l'échauffement et une contraction de même amplitude au refroidissement (Figure IV-16). Avec ce cycle, l'indice des vides du sol a augmenté de 0,478 à 0,486 et puis revenu à 0,478. Le chargement par palier s'est ensuite poursuivi jusqu'à 40 MPa sous une température constante de 22,5 °C. Les résultats sur la Figure IV-32 montrent que le coefficient de compression de l'essai Iso 14 est le même que celui de l'essai Iso 06. Autrement dit, le cycle d'échauffement/refroidissement jusqu'à 80°C n'a pas influencé ce coefficient. En revanche, la pression de préconsolidation déterminée dans l'essai Iso 14 est de 10,9 MPa, plus faible que celle déterminée par l'essai Iso 06 (17,7 MPa). Le cycle thermique à une pression de 5 MPa a dû alors diminuer la pression de préconsolidation du sol.

Dans l'essai Iso 15, un cycle d'échauffement/refroidissement a été réalisé sur un échantillon à une succion de 110 MPa et sous une pression de 20 MPa. Les résultats des essais Iso 06 et Iso 15 sont présentés sur la Figure IV-33. L'échantillon utilisé dans l'essai Iso 15 était identique à celui dans l'essai Iso 06. Après la mise en conditions initiales de 24,9 °C de température, 110 MPa de succion et de 0,1 MPa de pression, le sol a été soumis à un chargement par palier de 0,1 MPa à 20 MPa. La courbe de compression obtenue par l'essai Iso 15 (à 24,9 °C) est similaire à celle par l'essai Iso 06 (à 20 °C). Ensuite, à la pression de 20 MPa, un cycle d'échauffement/refroidissement de 24,9–80–24,9 °C a été appliqué sur le sol. Les informations sur la variation volumique du sol sous ce cycle thermique ont été

malheureusement perdues à cause d'un problème technique du GDS. Néanmoins, grâce à l'étude sur la variation volumique de la bentonite MX80 compactée sous chargement thermique présentée précédemment, ces informations ont pu être estimées. Dans l'étude précédente, il a été conclu que l'échauffement d'un sol à l'état normalement consolidé pouvait entraîner une contraction plastique. Lors d'un refroidissement, une contraction élastique a pu être observée. La variation volumique totale obtenue par ce cycle thermique devrait être de l'ordre de 1%. Elle est de toute façon petite par rapport à la déformation volumique du sol sous chargement mécanique. Dans le cas d'essai Iso 15, une contraction de 1% a été donc supposée après le cycle thermique.

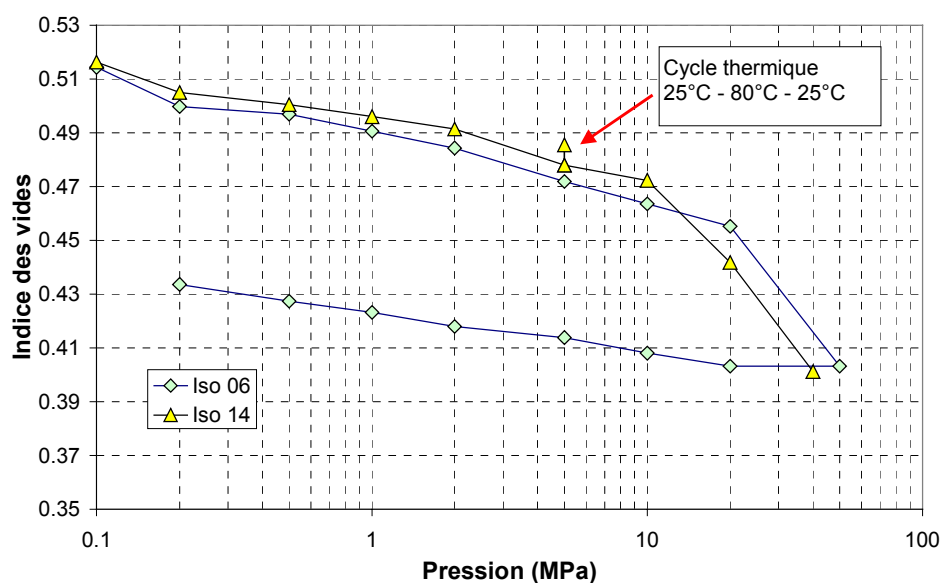


Figure IV-32. Courbes de compression des essais Iso 06 et Iso 14.

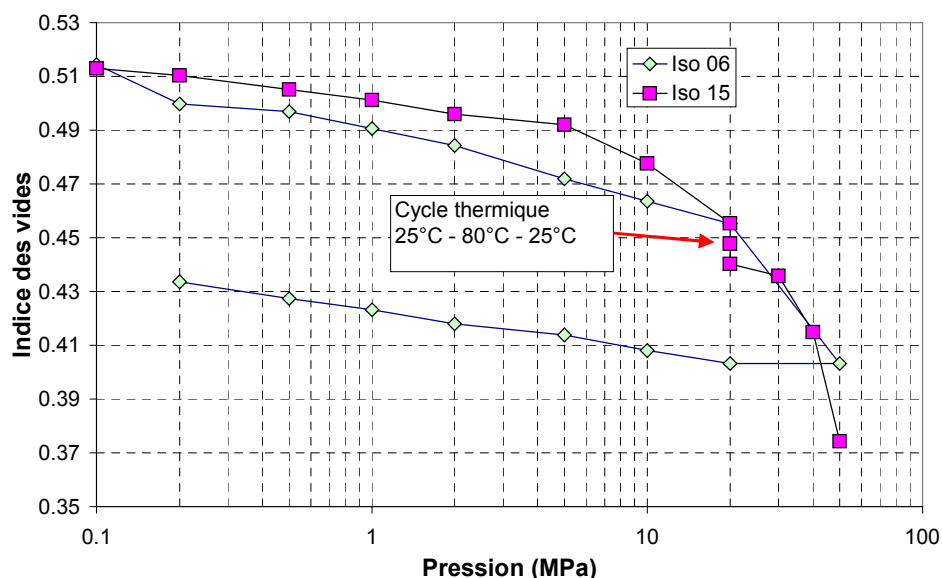


Figure IV-33. Courbes de compression des essais Iso 06 et Iso 15.



Sur la Figure IV-33, on peut voir que le cycle thermique a diminué l'indice des vides du sol de 0,455 à 0,440 dans l'essai Iso 15. Pour les paliers de chargement de 20, 30, 40 et 50 MPa qui suivaient le chargement thermique, la relation entre l'indice des vides et le logarithme de pression n'est pas linéaire. Une pression de préconsolidation a pu être déterminée à partir de cette partie de la courbe de compression. Si l'on considère que le chargement de 20 MPa à 30 MPa est élastique, une pente de compression élastique  $\kappa = 0,0110$  peut être déduite. De même, une pente de compression plastique  $\lambda = 0,1819$  peut être déterminée en considérant que le chargement de 40 MPa à 50 MPa est plastique. Une pression de préconsolidation de 36,1 MPa peut être calculée à partir de ces deux pentes.

La pression de préconsolidation des échantillons compactés à une succion de 110 MPa était de l'ordre de 15 MPa, (Tableau IV-3). Dans l'essai Iso 15, le chargement jusqu'à 20 MPa a dû dépasser sa pression de préconsolidation initiale. Donc, lorsque la pression a atteint 20 MPa, la pression de préconsolidation du sol était de 20 MPa. Pourtant, après un cycle thermique 24,9–80–24,9 °C à une pression constante de 20 MPa, la pression de préconsolidation a évolué jusqu'à 36,1 MPa. Cette augmentation, souvent appelée «écrouissage thermique», a été citée par Sultan et al. (2002) sur l'argile de Boom à l'état saturé. En fait, la contraction plastique thermique du sol lors du cycle thermique a durci le sol, engendrant une augmentation de la pression de préconsolidation.

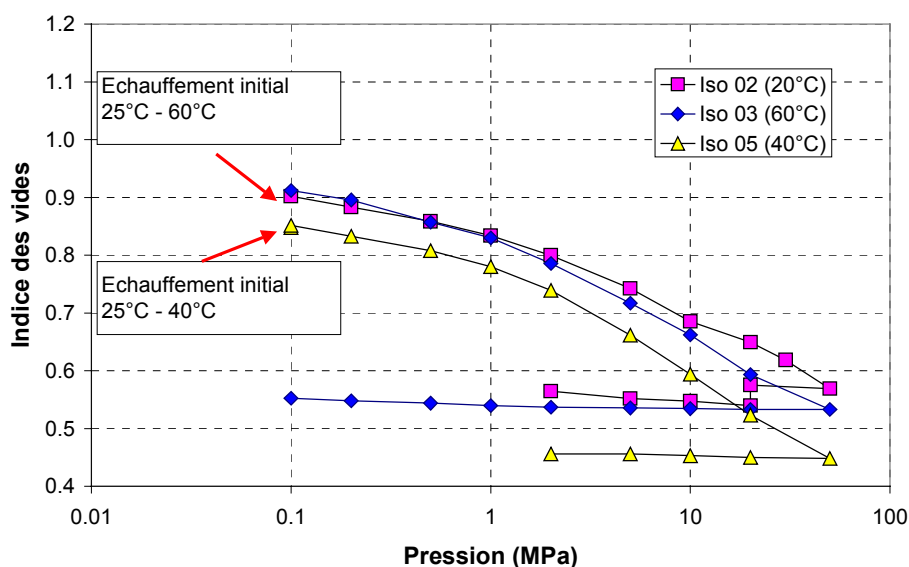
#### IV.5.2 Essais à une succion de 39 MPa

Pour analyser l'effet de la température sur la compressibilité du sol à une succion de 39 MPa, les essais à 40 °C et à 60 °C ont été considérés. Dans l'essai Iso 03, un échantillon identique à celui dans l'essai Iso 02 a été utilisé. Après la mise en place de l'échantillon dans la cellule, les conditions initiales suivantes ont été appliquées :  $T^\circ = 25$  °C,  $p = 0,1$  MPa,  $s = 39$  MPa. Ensuite, la cellule a été chauffée jusqu'à 60 °C. Cet échauffement a entraîné une dilatation thermique (Figure IV-11). L'indice des vides du sol a évolué par la suite de 0,899 à 0,912. La compression a été ensuite appliquée à une température constante de 60 °C. L'échantillon utilisé dans l'essai Iso 05 était légèrement différent des autres. Son indice des vides initial était de 0,848. Après l'échauffement jusqu'à 40 °C, il était de 0,852 (Figure IV-11). On rappelle que tous ses échantillons ont été compactés à 40 MPa et humidifiés à une succion de 39 MPa avant la mise en place dans les cellules.

La Figure IV-34 présente la relation entre l'indice des vides et la pression pour ces essais. Seulement une légère différence est constatée entre les courbes des essais Iso 03 (60 °C) et Iso 02 (20 °C). La courbe de compression à 40 °C (essai Iso 05) est presque parallèle aux deux autres courbes.

Le Tableau IV-7 présente les paramètres identifiés à partir des résultats expérimentaux. L'effet de la température sur les indices de compression et de gonflement ( $C_c$  et  $C_s$ ) est très faible. Par contre, l'augmentation de la température a entraîné une diminution de la pression

de préconsolidation. La partie bibliographique dans le premier chapitre a montré les mêmes observations relevées sur les argiles à l'état saturé.

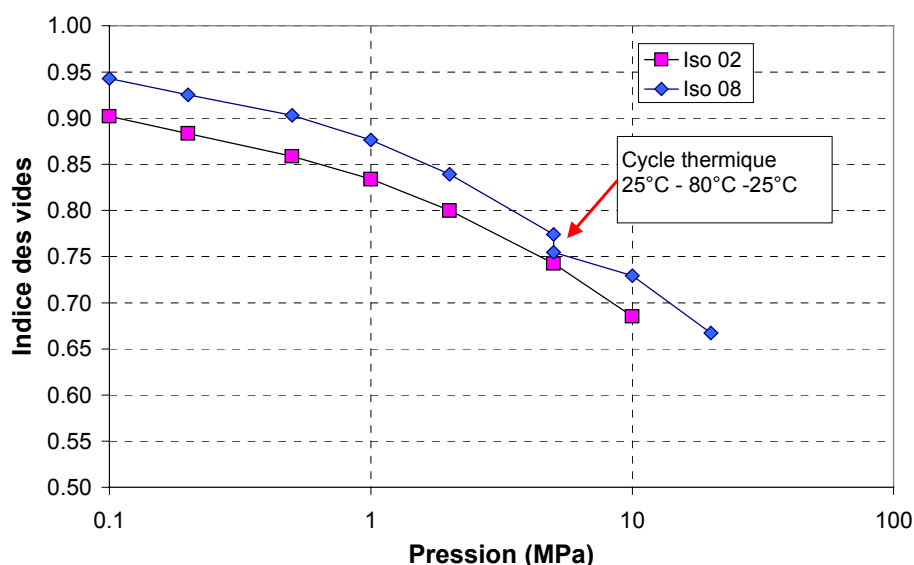


**Figure IV-34. Courbes de compression des essais à une succion de 39 MPa et à différentes températures.**

**Tableau IV-7. Détermination des paramètres de compressibilité pour les essais à une succion de 39 MPa et à différentes températures.**

Essai	$\kappa$	$C_s$	$\lambda$	$C_c$	$p_0$
Iso 02 (20 °C)	0,0269	0,0619	0,0826	0,1902	1,89
Iso 05 (40 °C)	0,0271	0,0624	0,0998	0,2298	1,59
Iso 03 (60 °C)	0,0238	0,0548	0,0793	0,1826	0,80

Le phénomène d'écrouissage thermique a été aussi observé sur les échantillons à 39 MPa de succion. La Figure IV-35 présente les courbes de compression des essais Iso 02 et Iso 08. L'échantillon utilisé pour l'essai Iso 08 était légèrement différent de celui de l'essai Iso 02, malgré le fait qu'ils aient subi le même compactage (40 MPa) et la même humidification (39 MPa). Pendant le chargement de 0,1 MPa à 5 MPa sous une température de 25 °C, les deux essais ont montré le même comportement du sol. Les courbes représentant la relation entre la déformation volumique et la pression de ces deux essais sont totalement confondues (Figure IV-24). Lorsque la pression a atteint 5 MPa, le sol dans l'essai Iso 08 a été échauffé jusqu'à 76 °C et a été ensuite refroidi jusqu'à 28 °C. Ce cycle thermique à pression constante a causé une contraction plastique de 1% au sol (Figure IV-16). L'indice des vides du sol a diminué de 0,774 à 0,755. Le sol a été par la suite chargé par palier jusqu'à 20 MPa.

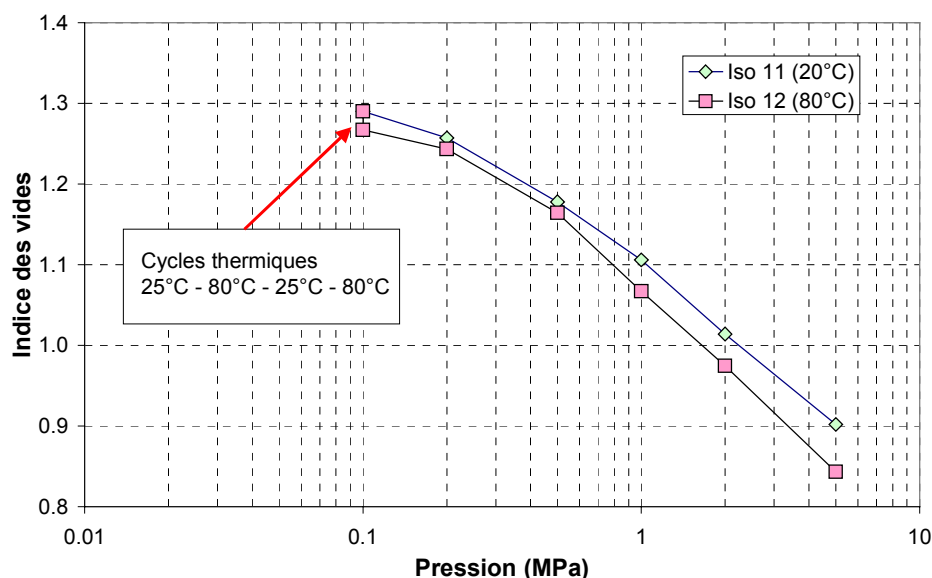


**Figure IV-35. Courbes de compression des essais Iso 02 et Iso 08.**

Le phénomène d'écrouissage thermique observé dans les essais à une succion de 110 MPa sous 20 MPa de pression a été aussi observé dans cet essai à une succion de 39 MPa sous 5 MPa de pression. La pression de préconsolidation à 39 MPa de succion est d'en moyenne de 1,5 MPa (Tableau IV-4). Lors du chargement jusqu'à 5 MPa, le sol était totalement dans le domaine plastique. La pression de préconsolidation du sol était donc de 5 MPa. Pourtant, après le cycle thermique, la relation entre la pression et l'indice des vides dans l'essai Iso 08 n'était plus linéaire. Le cycle thermique a probablement augmenté la pression de préconsolidation. Pour déterminer cette pression, la pente de compression élastique ( $\kappa$ ) a été prise égale à la valeur initiale,  $\kappa = 0,0248$  (Tableau IV-4). La pente de compression élastique ( $\lambda = 0,0898$ ) a été déterminée par une compression de 10 MPa à 20 MPa. Cette valeur est similaire à celles déterminées dans par les essais Iso 01 et Iso 02 (Tableau IV-4). Avec ces valeurs, la pression de préconsolidation apparente après le cycle thermique sous une pression constante de 5 MPa est déterminée ; elle vaut 7,9 MPa.

### IV.5.3 Essais à une succion de 9 MPa

Les essais réalisés sur des échantillons à des succions de 110 MPa et de 39 MPa ont montré les effets de la température sur le comportement volumique du sol. Pour les échantillons à 9 MPa de succion, les mêmes essais ont été réalisés. Les courbes de compression des essais Iso 11 et Iso 12 sont présentées sur la Figure IV-36. L'essai Iso 11 a été réalisé à température ambiante, 20 °C. L'échantillon utilisé dans l'essai Iso 12 était identique à celui de l'essai Iso 11 ( $w = 23,2\%$ ,  $s = 9$  MPa,  $\rho_d = 1,2$  Mg/m<sup>3</sup>). Après la mise en place dans la cellule de compression, le sol a été soumis aux cycles thermiques de 25–80–25–80 °C. Ces cycles ont diminué le volume du sol comme l'indique la Figure IV-13. En fin, un chargement de 0,1 MPa à 5 MPa a été réalisé sur le sol à 80 °C de température.



**Figure IV-36. Courbes de compression à une succion constante de 9 MPa et à différentes températures.**

Les paramètres de compressibilité déterminés à partir de ces courbes sont introduits dans le Tableau IV-8. Les cycles thermiques ont changé légèrement les coefficients de gonflement et de compression du sol. La pression de préconsolidation déterminée par l'essai Iso 12 est légèrement plus importante que celle par l'essai Iso 11.

**Tableau IV-8. Détermination des paramètres de compressibilité pour les essais à succion de 9 MPa et à différentes températures.**

	$\kappa$	$C_s$	$\lambda$	$C_c$	$p_0$
Essai Iso 11	0,0477	0,1098	0,1266	0,2915	0,38
Essai Iso 12	0,0342	0,0787	0,1393	0,3208	0,46

#### IV.5.4 Discussion sur l'effet de la température

L'effet de la température sur le comportement mécanique du sol à différentes succions a été identifié expérimentalement. Le coefficient de gonflement semble insensible à la température. Concernant le coefficient de compression, il est aussi insensible à la température pour les échantillons à 39 MPa de succion. En revanche, pour les échantillons à 9 MPa et à 110 MPa de succion, le coefficient de compression a augmenté avec l'échauffement.

Des travaux de Campanella et Mitchell (1968), de Fleureau (1972), de Habibagahi (1977), de Belanteur et al. (1997), de Burghignoli et al. (2000), de Cekerevac et Laloui (2004) sur différentes argiles à l'état saturé ont aussi montré l'indépendance de ces deux coefficients à la température. Pourtant, Sultan et al. (2002) ont observé une diminution de la pente de compression plastique avec la diminution de la température de 100 °C à 20 °C. Selon Sultan

et al. (2002), les autres travaux ont été réalisés à faible pression (inférieure à 1 MPa) tandis que dans leur travail, l'argile de Boom saturée a été compressée jusqu'à 10 MPa ; la diminution de  $C_c$  reflète plus l'effet mécanique que l'effet thermique.

Dans le cas des sols à l'état non saturé, les travaux de Recordon (1993) sur un sable fin et de Saix et al. (2000) sur un sable limoneux argileux ont montré aussi une indépendance des paramètres de compressibilité vis-à-vis de la température. En revanche, dans le travail de Romero et al. (2003) sur l'argile de Boom compacté, le coefficient de gonflement a été trouvé insensible à la température mais le coefficient de compression a augmenté avec l'échauffement de 20 °C à 80 °C (Figure I-34). On rappelle que la pression maximale dans ce travail n'était que de 2 MPa.

On peut expliquer l'effet de la température sur les paramètres de compressibilité comme pour expliquer l'effet de la succion. La pente de compression élastique ou le coefficient de gonflement sont dépendant de la propriété mécanique des agrégats du sol. L'échauffement de 20 °C à 80 °C de température n'a pas engendré de changement significatif de cette propriété. En revanche, le changement de la température peut causer un léger changement au niveau de la résistance des contacts entre les agrégats. Cet effet a été déjà analysé dans la partie bibliographique en considérant plusieurs phénomènes observés au niveau macroscopique. On a vu que l'effet de la température sur la pente de compression plastique est en général très petit voire négligeable.

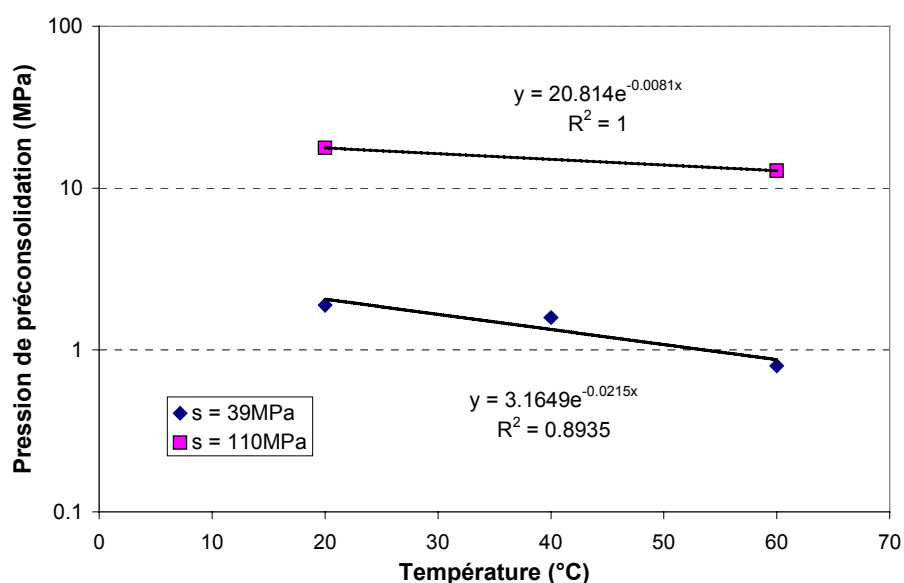
L'effet de la température sur la pression de préconsolidation est présenté sur la Figure IV-37 pour des succions de 39 MPa et de 110 MPa. Dans le travail sur le comportement volumique du sol sous chargement thermique, on a observé que l'échauffement de ces échantillons sous une pression de 0,1 MPa a entraîné des déformations élastiques. Pourtant, lors des chargements mécaniques en température constante, la Figure IV-37 montre que la pression de préconsolidation à une température plus élevée est plus petite.

Sultan et al. (2002) ont observé également une diminution linéaire de la pression de préconsolidation avec la diminution de la température de 100 °C à 25 °C, (Figure I-24). Dans le modèle de comportement proposé par Cui et al. (2000), cet effet de la température sur la pression de préconsolidation est décrit par la formule suivante :

$$p'_c = p'_{c0} \exp(-\alpha_0 \Delta T) \quad [IV-4]$$

Dans cette formule,  $p'_c$  et  $p'_{c0}$  sont des pressions de préconsolidation à la température considérée et à la température initiale respectivement. Deux courbes de tendance ont été ajoutées sur la Figure IV-37 pour déterminer le paramètre  $\alpha_0$  dans la formule ci-dessus pour les succions de 39 MPa et de 110 MPa. Les valeurs de  $\alpha_0$  déterminées sont de  $8,1 \times 10^{-3}$  (1/°C) pour  $s = 110$  MPa et de  $21,5 \times 10^{-3}$  (1/°C) pour  $s = 39$  MPa. Cui et al. (2000) ont proposé une valeur de  $3,93 \times 10^{-3}$  (1/°C) pour les argiles saturées de Boom, de Pontida et de MC étudiées

dans les travaux de Baldi et al. (1991) et de Towhata et al. (1993). Les valeurs de  $\alpha_0$  obtenues dans le présent travail sont légèrement plus importantes que cette valeur.



**Figure IV-37. Effet de la température sur la pression de préconsolidation pour la bentonite MX80 à l'état non saturé.**

La relation entre la pression de préconsolidation et la température a été corrélée par une autre fonction proposée par Laloui et Cekerevac (2003) :

$$\sigma'_c(T) = \sigma'_{c_0}(T_0)[1 - \gamma \log(T/T_0)] \quad [IV-5]$$

La relation entre les pressions de préconsolidation,  $\sigma'_c(T)$  et  $\sigma'_{c_0}(T)$ , est définie par une fonction logarithmique de  $T/T_0$  avec le paramètre  $\gamma$ . Le paramètre  $\gamma$  déterminé à partir des résultats du présent travail est de 0,87. Selon les calculs de Laloui et Cekerevac (2003) sur les résultats expérimentaux de plusieurs argiles à l'état saturé, cette valeur a varié de 0,075 à 0,40, inférieure à la valeur trouvée ici.

Une même procédure d'échauffement à une pression de 0,1 MPa jusqu'à 80 °C suivi d'un chargement a été réalisé sur un échantillon à une succion de 9 MPa (Essai Iso 12). Avec cet essai, un phénomène contradictoire a été observé : la pression de préconsolidation déterminée à 80 °C (0,46 MPa) est plus importante que celle déterminée à 20 °C (0,38 MPa). Ce phénomène est contradictoire à des observations obtenues à des succions de 39 MPa et de 110 MPa. En fait, lors de l'échauffement, une contraction plastique a été observée sur l'échantillon à une succion de 9 MPa. Cette contraction n'a pas été observée sur les échantillons à des succions de 39 MPa et 110 MPa, (Figure IV-14). Cette déformation plastique a pu entraîner un écoulement thermique dans le sol qui a augmenté la pression de préconsolidation. Cet effet d'écrouissage thermique est donc plus important que la dépendance de la pression de préconsolidation à la température présentée précédemment.

Ce phénomène d'écrouissage thermique a été aussi observé dans d'autres essais dans le présent travail après un cycle thermique à pression constante : essai Iso 15,  $s = 110$  MPa,  $p = 20$  MPa ; essai Iso 08,  $s = 39$  MPa,  $p = 5$  MPa. Le cycle d'échauffement/refroidissement a entraîné une augmentation de la pression de préconsolidation. Ces observations sont en accord avec celles de Sultan et al. (2002).

## IV.6 Conclusions

Dans ce travail, plusieurs essais ont été réalisés en cellule isotrope permettant le contrôle de succion et de température, sur des échantillons de bentonite MX80 compactés à l'état non saturé.

Premièrement, les observations sur les déformations volumiques du sol sous chargements thermiques à pression constante ont montré plusieurs phénomènes souvent observés sur les argiles saturées : la dilatation thermique élastique sous faible pression, la dilatation suivie d'une contraction lors d'un échauffement à haute pression, la contraction thermique élastique lors d'un refroidissement, etc. De plus, l'effet de la succion sur le comportement volumique thermique a été étudié. Cet effet a pu être assimilé à l'effet du rapport de surconsolidation ( $R_{OC}$ ) dans le cas des argiles à l'état saturé.

Deuxièmement, les chargements mécaniques réalisés à température ambiante ont révélé l'effet de la succion sur la compressibilité de la bentonite compactée : le gonflement dû à l'hydratation, la dépendance des paramètres de compression ( $C_c$ ) et de gonflement ( $C_s$ ) à la succion, la diminution de la pression de préconsolidation due à l'hydratation.

Troisièmement, l'effet de la température sur le comportement mécanique de la bentonite MX80 à l'état non saturé a été étudié. Les paramètres de compressibilité ( $C_c$  et  $C_s$ ) ont été trouvés insensibles à la température. Par contre, une diminution de la pression de préconsolidation avec l'échauffement a été observée. De plus, les chemins de chargement thermo-mécanique ont permis d'observer les phénomènes d'écrouissage thermique à l'état non saturé. Ces effets de la température observés sur la bentonite MX80 non saturée sont en accord avec les observations sur les argiles à l'état saturé.

Quatrièmement, la répétabilité et la qualité des résultats obtenus ont attesté du succès du développement de la nouvelle cellule isotrope.

## Chapitre V Modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique

---

### V.1 Développement d'un modèle thermo-mécanique pour les argiles gonflantes non saturées

Dans le présent travail, les formulations proposées par Cui et al. (2000) pour le comportement thermo-mécanique des argiles saturées ont été adaptées au modèle BExM (Lloret et al. 2003) proposé pour le comportement de la bentonite compactée à l'état non saturé sous des chargements hydrique et mécanique. Le modèle développé est ensuite validé en utilisant les résultats expérimentaux obtenus sur la bentonite MX80.

#### V.1.1 Comportement élastique

D'après Gens et Alonso (1992), la structure des bentonites compactées peut être divisée en deux niveaux : le niveau microstructural où les phénomènes de gonflements des minéraux actifs se produisent ; et le niveau macrostructural où se passe le réarrangement de la structure. L'indice des vides du sol est donc égal à la somme de l'indice des vides microstructural ( $e_m$ ) et l'indice des vides macrostructural ( $e_M$ ).

$$e = e_m + e_M \quad [V-1]$$

Les pores au niveau microstructural sont supposés toujours saturés. Le comportement au niveau microstructural est élastique. La déformation volumique microstructurale est donc calculée par:

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{d(p+s)}{K_m} + \alpha_m^T dT \quad [V-2]$$

Dans cette formule, on voit que l'effet de la contrainte ( $p$ ) et celui de la succion ( $s$ ) sur la variation volumique microstructurale sont identiques, ce qui implique la validité du concept des contraintes effectives. Le module volumique microstructurale sous ces chargements ( $K_m$ ) est calculé selon la formule suivante :  $K_m = \exp(\alpha_m(p+s))/\beta_m$ . Cette formule a été proposée en se basant sur l'augmentation de la rigidité microstructurale avec l'augmentation de la pression ou de la succion observée expérimentalement. Ce module est pourtant indépendant de la température. La déformation volumique microstructurale due à la température est décrite par un coefficient de dilatation thermique microstructurale ( $\alpha_m^T$ ). Pour une raison de simplification, ce coefficient est supposé indépendant de la pression, de la succion et de la température.

La déformation macrostructurale élastique du sol est décrite selon la formule suivante :



$$d\varepsilon_{vM}^e = \left( \frac{\kappa}{1 + e_M} \right) \frac{dp}{p} + \left( \frac{\kappa_s}{1 + e_M} \right) \frac{ds}{s + p_{atm}} + \alpha_M^T dT \quad [V-3]$$

Dans cette formule, les variations volumiques macroscopiques dues à la pression et à la succion sont calculées selon le modèle BBM proposé par Alonso et al. (1990) pour les sols peu gonflants. Un coefficient de dilatation thermique ( $\alpha_M^T$ ) est introduit pour le niveau macrostructural. Dans cette formule,  $\kappa$  est le paramètre élastique sous chargement mécanique,  $\kappa_s$  est le paramètre élastique sous chargement hydrique,  $p_{atm}$  est la pression atmosphérique.

### V.1.2 Surfaces de charge

La surface de charge proposée est la combinaison de la courbe LC du modèle BBM (Alonso et al. 1990) dans le plan  $s - p$  avec la courbe LY proposé par Cui et al (2000) dans le plan  $T - p$ . La pression de préconsolidation est donc calculée selon la formule suivante :

$$p_0 = p_c \left( \frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \exp(-\alpha_0(T - T_0)) \quad [V-4]$$

Dans cette formule, l'effet de la température ( $T$ ) sur la pression de préconsolidation est représenté par le coefficient  $\alpha_0$ . L'effet de la succion sur la pression de préconsolidation est déterminé à l'aide des coefficients de compressibilité :  $\lambda(0)$ , le paramètre plastique sous chargement mécanique à succion nulle ;  $\lambda(s)$ , le paramètre plastique sous chargement mécanique à la succion  $s$ . Avec  $\lambda(s)$  est calculé par la formule suivante :  $\lambda(s) = \lambda(0)[r + (1 - r)\exp(-\beta s)]$ , où  $r$  et  $\beta$  sont des constantes.  $p_c$  est une pression de référence et  $p_0^*$  est la pression de préconsolidation à l'état saturé et à la température ambiante ( $T_0$ ).

La surface de charge présentée ci-dessus est la limite entre la zone élastique et plastique lors des chargements mécaniques. Lors des chargements hydrique et thermique, d'autres surfaces de charge sont nécessaires. Pour le chargement thermique, la surface appelée TY (Thermal Yield) proposé par Cui et al. (2000) est utilisée. Dans le plan  $T - p$ , la température limite est définie par la formule suivante :

$$T_{CT} = \left[ (T_c - T_0) \exp(-\beta_T \frac{p}{p_0}) + T_0 \right] \exp(-\alpha_s(s - s_0)) \quad [V-5]$$

Lors des chargements thermiques, si la température est inférieure à  $T_{CT}$ , la déformation volumique thermique est réversible. La déformation thermique irréversible est activée au moment où la température est égale à  $T_{CT}$ . Dans cette formule,  $T_c$  est la température de référence,  $T_0$  est la température ambiante,  $\beta_T$  est un paramètre d'écrouissage qui contrôle

l'effet du degré de surconsolidation sur  $T_{CT}$ ,  $\alpha_s$  est un paramètre constant qui contrôle l'effet de la succion sur  $T_{CT}$ , et  $s_0$  est la succion initiale du sol.

Pour le chargement hydrique, Alonso (1998) a proposé deux surfaces de charge SI (Suction Increase) et SD (Suction Decrease). La surface SI est activée lors d'un séchage (augmentation de la succion) ou d'un chargement ; la surface SD est activée lors d'une humidification (diminution de la succion) ou d'un déchargement. Pendant les chargements hydriques à partir d'un état initial situé entre ces deux surfaces, les déformations macrostructurales sont indépendantes des déformations microstructurales. En revanche, lorsqu'une de ces deux surfaces est activée, une déformation microstructurale va entraîner une déformation macrostructurale irréversible. Cette déformation plastique est due au réarrangement de la structure du sol au niveau macrostructural causé par les changements au niveau microstructural.

La Figure V-1 présente les surfaces de charge du modèle développé. La ligne NL (Neutral Line) est ajoutée pour représenter le chemin de chargement hydro-mécanique qui n'engendre aucune déformation microstructurale. En effet, lorsque la somme des incréments de pression et de succion est nulle ( $d(p + s) = 0$ ), la déformation volumique microstructurale est nulle (formule V-2) à une température constante. Dans ce modèle, on suppose que les surfaces SI et SD coïncident avec la ligne NL. Par conséquent, une déformation microstructurale engendre toujours une déformation macrostructurale irréversible. La combinaison de la surface LC dans le plan  $s - p$  avec la surface LY dans le plan  $T - p$  constitue la surface L dans l'espace  $s - T - p$ .

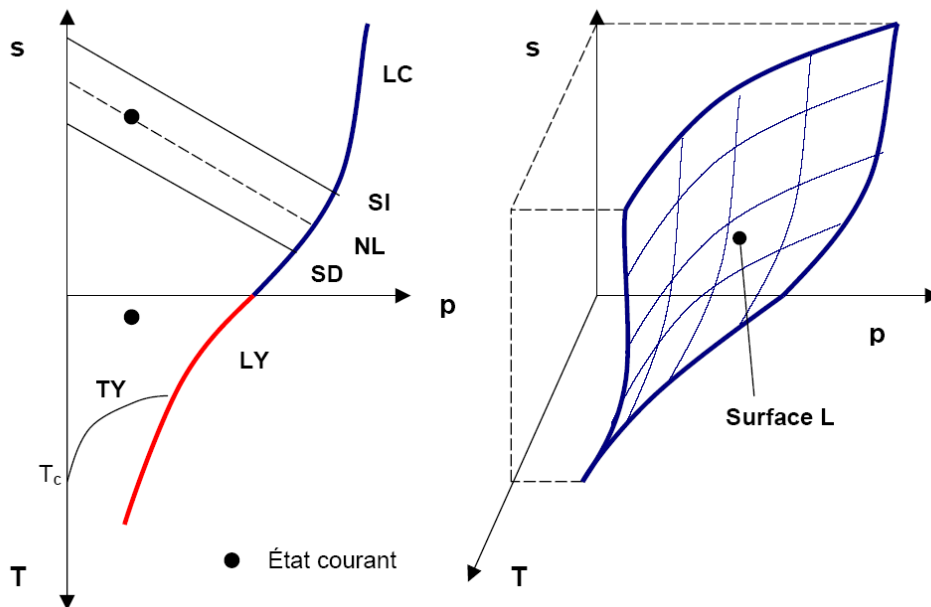


Figure V-1. Surfaces de charge.

### V.1.3 Déformation plastique

Il existe plusieurs mécanismes de déformation irréversible lors des chargements thermo-hydro-mécaniques. Ces mécanismes sont décrits dans ce qui suit.

Lors des chargements mécaniques où la surface de charge L est atteinte, la déformation volumique plastique macrostructurale est calculée selon la formule suivante :

$$d\varepsilon_{vML}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{1 + e_M} \frac{dp_0}{p_0} \quad [V-6]$$

Les déformations macrostructurales entraînées par les déformations microstructurales lorsque les surfaces de charge SI et SD sont activées sont :

$$d\varepsilon_{vMSI}^p = f_I d\varepsilon_{vm}^e \quad [V-7]$$

$$d\varepsilon_{vMSD}^p = f_D d\varepsilon_{vm}^e \quad [V-8]$$

Dans ces formules,  $f_I$  et  $f_D$  sont les fonctions d'interaction micro-macro correspondant respectivement aux activations des surfaces SI et SD.

Dans le modèle proposé, l'interaction entre les deux niveaux microstructural et macrostructural n'est considérée que sous les chargements hydriques et mécaniques. La déformation microstructurale thermique n'entraîne aucune déformation plastique au niveau macrostructural. Cette hypothèse est faite parce que, d'une part, les résultats expérimentaux ne sont pas suffisant pour analyser cet aspect, et d'autre part, la déformation thermique a été trouvée très petite par rapport à la déformation due aux chargements hydro-mécaniques (voir Chapitre IV). Cette hypothèse reste donc raisonnable.

La déformation plastique lors d'un échauffement sous pression et succion constantes se produit lorsque la surface TY est atteinte. Cette déformation est calculée selon la formule suivante :

$$d\varepsilon_{vMT}^p = \frac{-\alpha_M^T}{1-a} \left[ \exp\left(\frac{-\alpha_M^T}{1-a}(T - T_{CT}^0)\right) - a \right] dT \quad [V-9]$$

où  $T_{CT}^0$  est la température limite au moment où la température du sol atteint pour la première fois la surface TY. Lors qu'on continue à chauffer le sol, la température limite  $T_{CT}$  reste toujours égale à la température du sol (condition de consistance).  $a$  est un constant.

Selon le modèle de Cui et al. (2000), la déformation plastique, qui se produit lorsque la surface TY est touchée par un chargement mécanique, est :  $d\varepsilon_{vMTp}^p = \alpha_1 \frac{dp}{p}$ . D'autre part, lorsque la surface de charge L est atteinte par un échauffement, la déformation plastique

thermique est définie par :  $d\varepsilon_{vMpT}^p = d\varepsilon_{vMT}^p$ . Dans le modèle proposé, ces déformations sont négligées pour une raison de simplification.

#### V.1.4 Loi d'écroûissage

L'évolution de la pression de préconsolidation de référence ( $p_0^*$ ) est calculée en fonction de la déformation plastique du sol :

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{(1 + e_M)d\varepsilon_{vM}^p}{\lambda(0) - \kappa} \quad [V-10]$$

Dans cette formule, la déformation plastique macrostructurale ( $d\varepsilon_{vM}^p$ ) est la somme de toutes les déformations plastiques macrostructurales dues aux chargements thermique, mécanique, hydrique et dues aux interactions micro-macro :

$$d\varepsilon_{vM}^p = d\varepsilon_{vMT}^p + d\varepsilon_{vML}^p + d\varepsilon_{vMSI}^p + d\varepsilon_{vMSD}^p \quad [V-11]$$

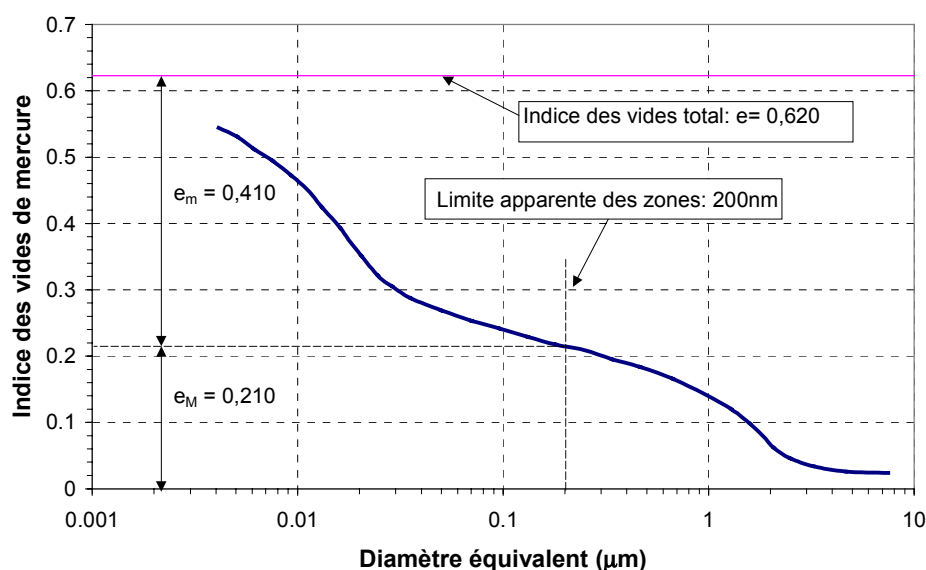
## V.2 Détermination des paramètres

Le modèle de comportement proposé dans ce travail est basé sur la double structure de la bentonite compactée. La détermination des paramètres pour la bentonite MX80 fait appel à des observations au niveau microscopique.

La distribution des pores dans un échantillon de bentonite MX80 compactée a été étudiée par Marcial (2003). Sur la Figure V-2, la distribution des pores d'un échantillon compacté à une masse volumique sèche de  $1,7 \text{ Mg/m}^3$  et à une teneur en eau de 8,2% est présentée. La succion initiale du sol était de 110 MPa. Deux principaux types de pores peuvent être observés : les pores intra-agrégats de diamètre de  $0,01\text{--}0,02 \text{ }\mu\text{m}$  et les pores inter-agrégats de diamètre de  $1\text{--}2 \text{ }\mu\text{m}$ . On peut ainsi définir artificiellement une limite à  $0,2 \text{ }\mu\text{m}$  de diamètre entre les micro-pores et les macro-pores. Cette limite est aussi la valeur adoptée par Lloret et al. (2003) sur la bentonite Febex. En tenant compte de l'indice des vides total ( $e = 0,620$ ) de l'échantillon et la limite de deux niveaux structuraux, on peut déterminer l'indice des vides microstructural et l'indice des vides macrostructural du sol comme l'indique la figure. A l'état initial, l'indice des vides microstructural est  $e_m = 0,410$  et l'indice des vides macrostructural est  $e_M = 0,210$ .

Lloret et al. (2003) ont montré également que les indices des vides microstructuraux des échantillons de différentes densités sèches mais de même teneur en eau étaient les mêmes. Dans le cas du présent travail, la succion initiale du sol était de 110 MPa, le sol a été compacté à une masse volumique sèche proche de  $1,7 \text{ Mg/m}^3$ . On peut supposer que l'indice des vides microstructurale de nos échantillons est égal à celui des échantillons étudiés par

Marcial (2003),  $e_m = 0,410$ . L'indice des vides initial est pris égale à 0,515 (échantillon E21, essai Iso 06). L'indice des vides macrostructural est :  $e_M = e - e_m = 0,515 - 0,410 = 0,105$ .



**Figure V-2. Distribution des pores dans un échantillon de bentonite MX80 (Marcial 2003).**

Montes-Hernandez (2002) a mené une étude expérimentale du gonflement des argiles par microscopie électronique à balayage environnementale (ESEM) en utilisant l'analyse digitale d'images. Il a pu observer le comportement volumique d'un agrégat de bentonite MX80 sous des changements de succion à température constante. La Figure V-3 présente le gonflement d'un agrégat de bentonite MX80 lors de l'humidification d'une succion de 473 MPa ( $HR = 2,5 \%$ ,  $T^\circ = 9^\circ C$ ) à 6,6 MPa ( $HR = 95 \%$ ,  $T^\circ = 9^\circ C$ ). Montes-Hernandez et al. (2003b) ont montré également la réversibilité du comportement volumique des agrégats de la bentonite sous des cycles d'humidification/séchage. Cette réversibilité est en accord avec le comportement microstructural du modèle proposé ici. Le résultat présenté sur la Figure V-3 a été donc utilisé pour déterminer les paramètres liés au comportement volumique microstructural sous chargement hydrique,  $\alpha_m$  et  $\beta_m$ .

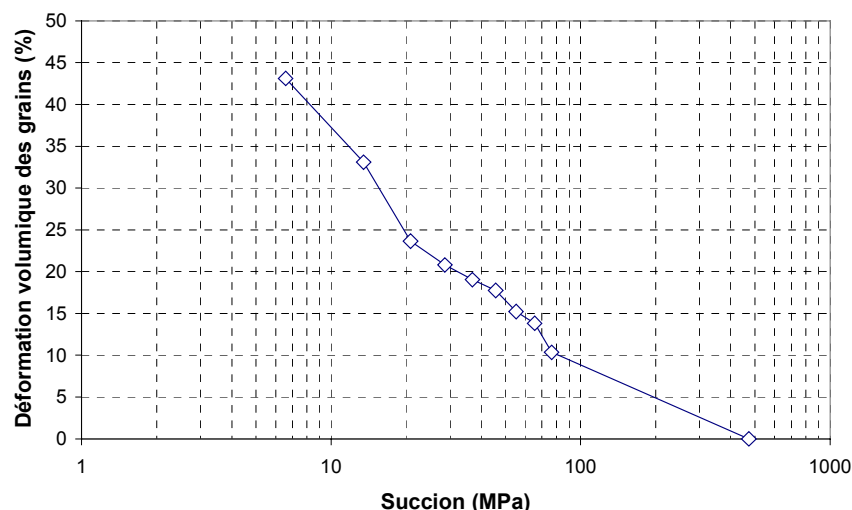
Pour simuler les essais réalisés sur la bentonite MX80 compactée, les paramètres introduits dans le Tableau V-1 sont utilisés. La détermination de ces paramètres est basée sur les paramètres utilisés dans les travaux de Lloret et al. (2003) sur la bentonite Febex et de Cui et al. (2000) sur l'argile de Boom.

## V.3 Simulation des essais

### V.3.1 Gonflement sous l'hydratation

Pour simuler le gonflement du sol sous l'hydratation, la pression et la température ont été maintenues constantes ( $p = 0,1$  MPa,  $T^\circ = 25^\circ C$ ). La succion a été diminuée de 110 MPa à

0,1 MPa. La déformation microstructurale du sol dépend du module volumique  $K_m$ . La déformation macrostructurale est la somme de la déformation macrostructurale élastique et de la déformation macrostructurale plastique due à l'interaction micro-macro (en tenant compte de la fonction SD). Le résultat de cette simulation est présenté sur la Figure V-4. La relation entre les indices des vides calculés et la succion est tracée ensemble avec les résultats expérimentaux obtenus. L'indice des vides calculé selon l'étude de Montes-Hernandez (2002) peut être considéré comme l'indice des vides microstructural.



**Figure V-3. Déformation volumique des grains de la bentonite MX80 sous humidification. (d'après Montes-Hernandez 2002).**

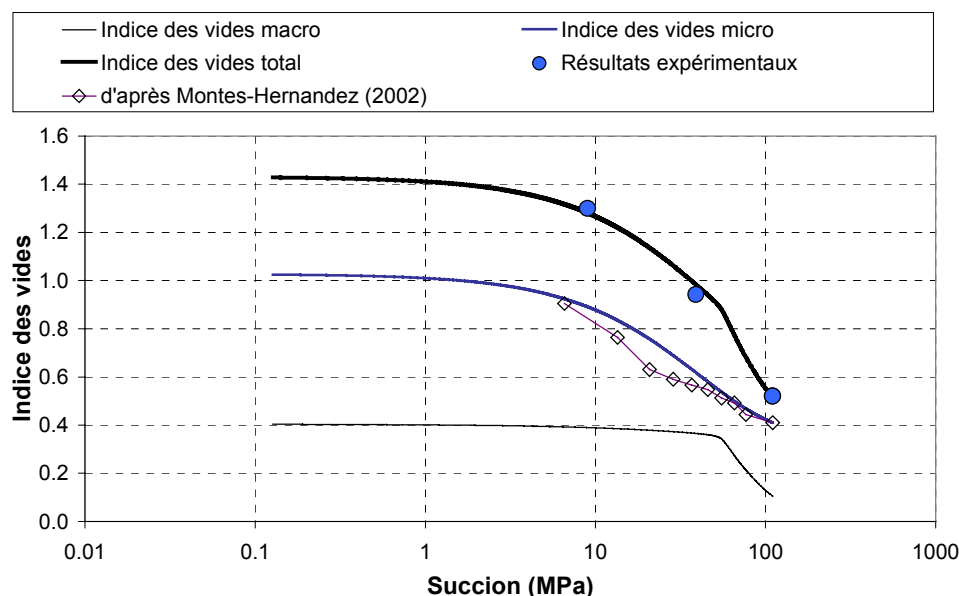
Dans le programme d'essais, on a humidifié des échantillons compactés isotropes de la succion de 110 MPa à 39 MPa et à 9 MPa. Sur la Figure V-4, on observe seulement trois points qui représentent l'indice des vides de ces échantillons en fonction de la succion. Ces trois points ne sont évidemment pas suffisants pour donner une idée sur la tendance de la courbe de gonflement lors d'une humidification jusqu'à la succion de 0,1 MPa de succion. Des essais d'humidification supplémentaires dans la gamme de faible pression sont nécessaires pour valider ce modèle.

### V.3.2 Chargement mécanique à succion constante et à température ambiante

Un chargement mécanique de 0,1 MPa à 50 MPa a été réalisé sur les trois essais à partir de trois succions différentes : 110 MPa, 39 MPa et 9 MPa. Les résultats de ces simulations sont présentés sur la Figure V-5. Sur cette figure, les indices des vides (microstructural, macrostructural et total) sont tracés en fonction de la pression.

Tableau V-1. Paramètres utilisés dans la simulation.

	Paramètre	Notation	Valeur	Dimension
<b>État initial</b>	Indice des vides	$e$	0,515	
	Indice des vides microstructural	$e_m$	0,41	
	Indice des vides macrostructural	$e_M$	0,105	
	Température	$T_0$	25	°C
	Succion	$s_0$	110	MPa
	Pression	$p_{ini}$	0,1	MPa
<b>Comportement élastique</b>	Paramètre pour définir la loi de comportement microstructural	$\alpha_m$	$2,1 \times 10^{-2}$	$MPa^{-1}$
		$\beta_m$	$8,5 \times 10^{-3}$	$MPa^{-1}$
	Coefficient de dilatation thermique microstructurale	$\alpha_m^T$	$-1 \times 10^{-4}$	$^{\circ}C^{-1}$
	Coefficient de dilatation thermique macrostructurale	$\alpha_M^T$	$-1 \times 10^{-4}$	$^{\circ}C^{-1}$
	Paramètre de rigidité élastique sous chargement mécanique	$\kappa$	0,005	
	Paramètre de rigidité élastique sous chargement hydrique	$\kappa_s$	0,001	
<b>Surfaces de charge</b>	Courbure de LY	$\alpha_0$	0,004	$^{\circ}C^{-1}$
	Pression de référence	$p_c$	0,5	MPa
	Pression de préconsolidation à l'état saturé et à température ambiante	$p_0^*$	10	MPa
	Température de référence	$T_c$	250	°C
	Courbure de TY	$\beta_T$	0,9	
	Paramètre contrôlant l'effet de la succion sur $T_{CT}$	$\alpha_s$	0,016	$MPa^{-1}$
<b>Comportement plastique</b>	Paramètre de rigidité plastique sous chargement mécanique à l'état saturé	$\lambda(0)$	0,08	
	Paramètre contrôlant l'effet de la succion sur la rigidité plastique sous chargement mécanique	$r$	0,9	
		$\beta$	1	
<b>Interaction micro-macro</b>	Paramètre contrôlant la déformation plastique thermique	$a$	0,973	
	$f_I = 1 + 0,9 \times \tanh(20 \times (\frac{p}{p_0} - 0,25))$			
	$f_D = 1,2 - 1,1 \times \tanh(20 \times (\frac{p}{p_0} - 0,25))$			



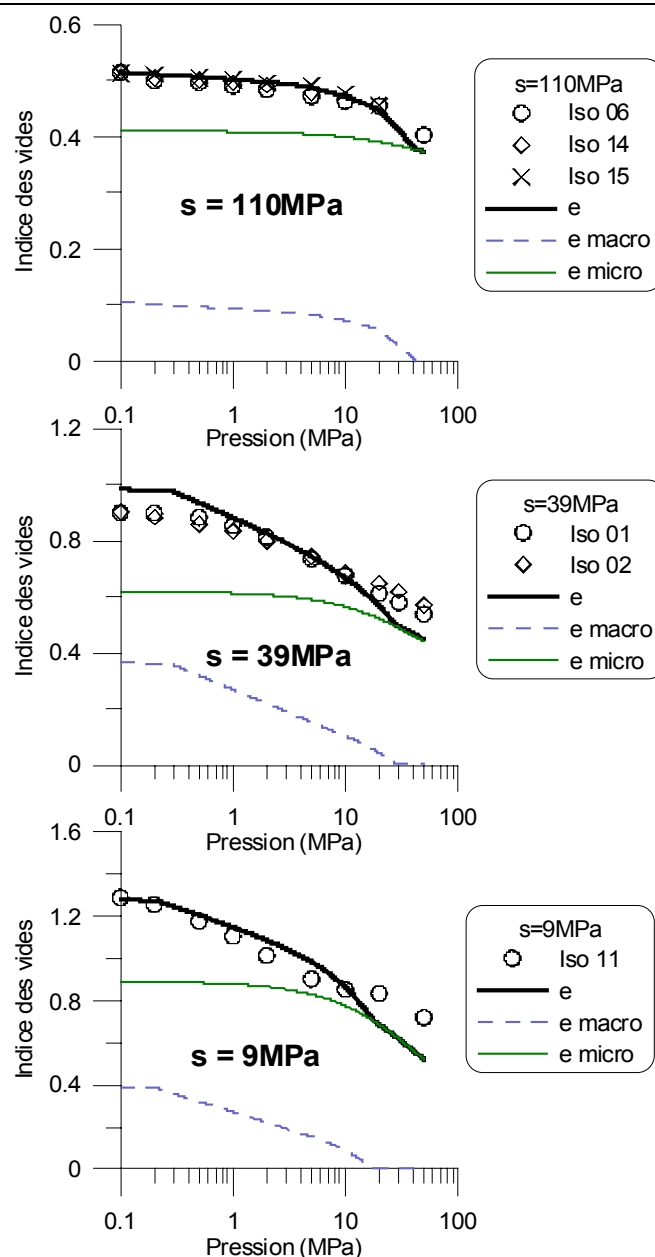
**Figure V-4. Simulation du gonflement sous l'hydratation.**

Quand la pression est inférieure à la pression de préconsolidation ( $p_0$ ), la déformation du sol se compose de la déformation microstructurale (qui est toujours élastique), de la déformation macrostructurale élastique et de la déformation macrostructurale plastique due à l'interaction micro-macro en tenant compte de la fonction SI. En effet, une augmentation de la pression entraîne un déplacement de la droite SI comme dans le cas d'une augmentation de la succion. Lorsque la pression appliquée est égale à la pression de préconsolidation, une autre déformation plastique macrostructurale est ajoutée. Cette déformation est calculée à l'aide de la formule [V-6].

Dans le cas de l'essai à 110 MPa de succion, le modèle a simulé correctement les résultats obtenus sur les essais Iso 06, Iso 14 et Iso 15. Sur la partie pour les pressions inférieures à la pression de préconsolidation, la relation entre l'indice des vides et le logarithme de la pression n'est pas linéaire selon le modèle. Ce point est nouveau par rapport aux modèles de comportement élasto-plastique souvent proposés pour les sols. Dans le modèle, le comportement microstructural n'est pas linéaire, en plus, la déformation macrostructurale plastique se produit dès le début du chargement mécanique. Dans cette simulation, le chargement sur la partie « élastique » a entraîné un écrouissage du sol qui a augmenté la pression de préconsolidation de 14,3 MPa (état initial) à 20,0 MPa.

L'indice des vides du sol obtenu par la simulation après l'humidification de 110 MPa jusqu'à 39 MPa de succion est de 0,984. Cette valeur est plus importante que l'indice des vides des échantillons utilisés dans les essais Iso 01 et Iso 02 ( $e = 0,900$ ). Cette différence a engendré un décalage initial entre la simulation et l'expérience. On observe tout de même sur la Figure V-5 une concordance satisfaisante entre la simulation et les résultats expérimentaux. Pour l'essai Iso 11 à 9 MPa de succion, la courbe de simulation est en bon accord avec les résultats expérimentaux.





**Figure V-5. Simulation des chargements mécaniques à succions constantes et à température ambiante.**

Concernant la pression de préconsolidation, l'humidification a diminué cette valeur de 20,0 MPa ( $s = 110$  MPa) à 0,3 MPa ( $s = 39$  MPa) et à 0,2 MPa ( $s = 9$  MPa) selon la simulation. Les valeurs expérimentales sont de 14,4 MPa ( $s = 110$  MPa), 1,5 MPa ( $s = 39$  MPa) et 0,4 MPa ( $s = 9$  MPa). La diminution de la pression de préconsolidation avec l'humidification est donc correctement simulée malgré une légère différence.

### V.3.3 Comportement volumique sous chargement thermique

La simulation du comportement volumique du sol sous chargement thermique à différentes succions et pressions est présentée sur la Figure V-6. Lors d'un échauffement à pression et à

succion constantes, la déformation du sol se compose de déformations élastiques thermiques microstructurale et macrostructurale et de déformation thermique plastique. La déformation thermique plastique se produit au moment où la température atteint la température limite  $T_{CT}$  (surface de charge TY).

Dans le cas de l'essai Iso 07, la température limite calculée par la formule [V-5] est de 250 °C. Un échauffement jusqu'à 60 °C n'a causé que de déformation élastique dans le sol. Le comportement volumique est donc une dilation thermique élastique linéaire. Le résultat obtenu par le modèle proposé a simulé correctement les résultats expérimentaux.

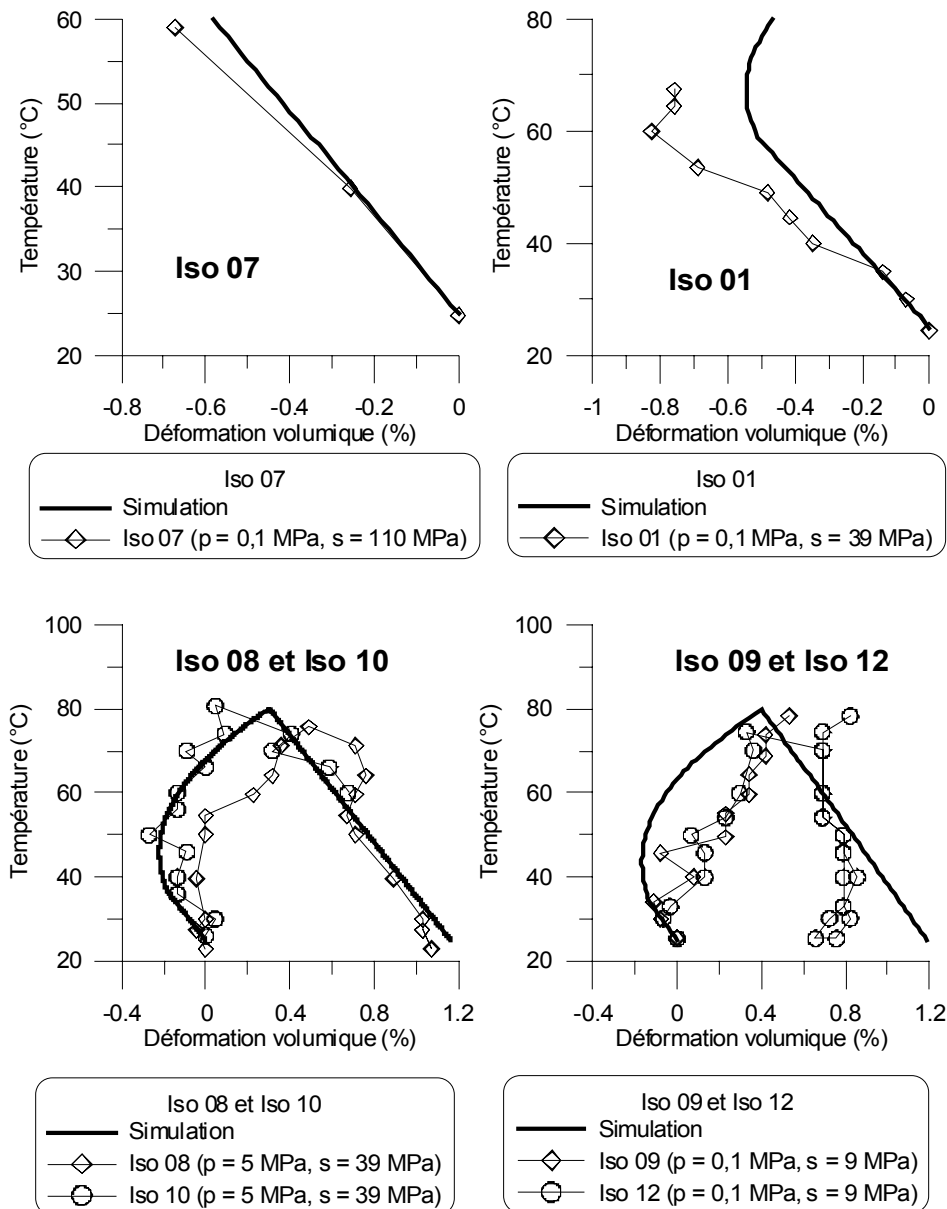


Figure V-6. Simulation du comportement volumique sous chargement thermique.

Pour l'essai Iso 01 ( $p = 0,1$  MPa,  $s = 39$  MPa), la simulation de l'humidification initiale de 110 MPa à 39 MPa de succion a diminué la pression de préconsolidation du sol de 14,3 MPa à 0,3 MPa. Dans la simulation, la température limite calculée est de 62 °C. Sur la courbe de

simulation, on observe une dilatation élastique thermique du sol lors de l'échauffement jusqu'à 62 °C. L'échauffement jusqu'à 80 °C a produit une déformation macrostructurale plastique. Sur la Figure V-6, on observe que la courbe de simulation est similaire à la courbe expérimentale. Néanmoins, la dilatation expérimentale semble plus importante que celle calculée, ce qui est à relier plutôt à l'imprécision des mesures, car il est difficile d'imaginer une accélération de dilatation quand la température dépasse 35 °C.

Pour les essais Iso 08 et Iso 10, le sol a été au début humidifié jusqu'à une succion de 39 MPa. Il a été ensuite chargé sous cette succion de 0,1 MPa à 5 MPa de succion. Il a été finalement soumis à des chargements thermiques à succion et pression constantes. D'après le modèle, la température limite ( $T_{CT}$ ) du sol dans ces conditions est de 37 °C. La simulation de ces essais a montré d'abord une dilatation thermique lorsque la température s'est élevée de 25 °C à 37 °C. Une contraction plastique s'est produite ensuite lorsque la température continuait jusqu'à 80 °C. Le refroidissement du sol de 80 °C à 25 °C a entraîné une contraction élastique linéaire du sol. On observe que, globalement, le comportement volumique du sol sous le cycle d'échauffement/refroidissement est bien simulé par ce modèle.

Pour les essais Iso 09 et Iso 12, l'humidification du sol avec une variation de succion de 110 MPa à 9 MPa a diminué la pression de préconsolidation du sol de 14,3 MPa à 0,2 MPa. Le rapport de surconsolidation du sol ( $R_{OC}$ ) est donc de  $p_0 / p = 2$ . La température limite ( $T_{CT}$ ) du sol dans ces conditions ( $p = 0,1$  MPa,  $s = 9$  MPa) est donc de 34 °C. Le cycle thermique suivi par l'essai Iso 12 est défini par un chemin d'échauffement-refroidissement-réchauffement. On observe que le modèle a pu simuler tous les phénomènes observés expérimentalement. En effet, le sol a dilaté initialement, s'est contracté par la suite à partir de 35 °C. De plus, les résultats expérimentaux ont montré que le cycle de refroidissement/réchauffement est réversible, ce qui est en bon accord avec le modèle proposé.

Pour conclure, le modèle a pu simuler tous les phénomènes expérimentaux observés sur le comportement volumique du sol sous chargements thermiques. D'une part, sur la courbe représentant la variation volumique du sol avec la température, on peut observer la dilatation thermique élastique, la contraction plastique, la contraction réversible lors d'un refroidissement, et d'autre part, le modèle peut décrire également l'effet de la succion et du rapport de surconsolidation ( $R_{OC}$ ) sur la température limite.

### V.3.4 Chargement mécanique à température et succion constantes

Pour l'essai Iso 06, l'échantillon du sol a été chargé directement à la température ambiante (25 °C) avec la succion initiale de 110 MPa. Pour l'essais Iso 07, le sol a été d'abord échauffé jusqu'à 60 °C sous 0,1 MPa de pression avant le chargement mécanique. Les résultats expérimentaux ont montré que la pression de préconsolidation a diminué de 17,7 MPa (obtenue par l'essai Iso 06) à 12,8 MPa (obtenue par l'essai Iso 07) lors de cet échauffement. Ces résultats expérimentaux ont montré également que l'échauffement a entraîné une

dilatation thermique initiale et une diminution de la pression de préconsolidation, mais les pentes de compression plastique et élastique n'étaient pas influencées par la température. Des simulations des essais Iso 06 et Iso 07 ont été effectuées avec le modèle proposé. Les résultats sont représentés sur la Figure V-7. On observe que les résultats de simulation représentent bien les observations expérimentales.

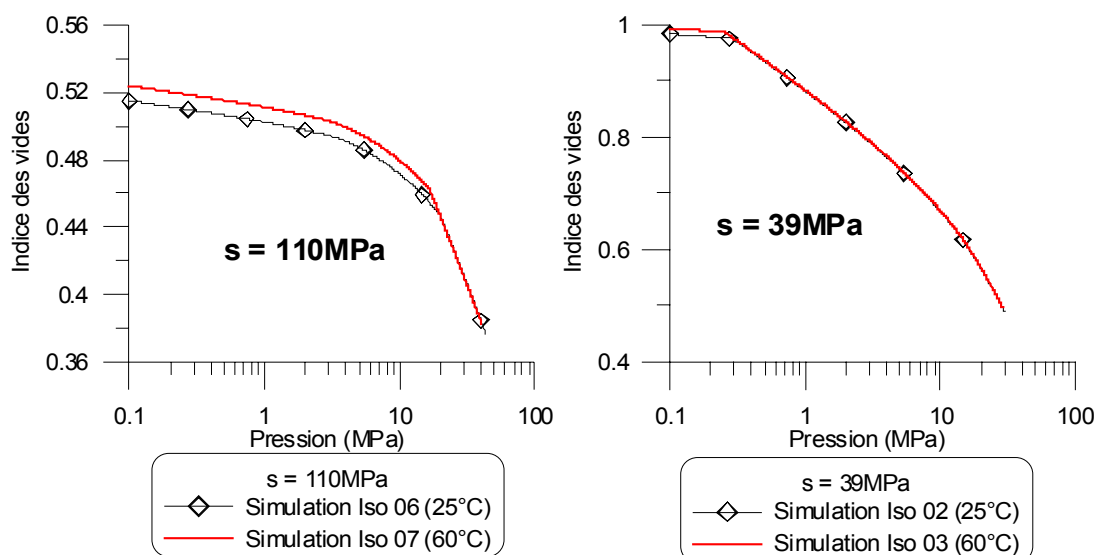


Figure V-7. Simulation des essais de chargement à succion et température constantes.

Les mêmes chemins de chargement thermo-mécanique ont été également réalisés sur les échantillons humidifiés avec une succion de 39 MPa. La pression de préconsolidation a diminué de 1,9 MPa (essai Iso 02, température ambiante) à 0,8 MPa (essai Iso 03, 60 °C). Avec les simulations, cette pression a diminué de 0,29 MPa (simulation de l'essai Iso 02) à 0,25 MPa (simulation de l'essai Iso 03).

### V.3.5 Phénomène d'écrouissage thermique

On utilise ici le modèle pour simuler les phénomènes d'écrouissage thermique observés sur les essais expérimentaux. Dans l'essai Iso 08, l'échantillon a été humidifié avec une succion de 39 MPa et chargé ensuite jusqu'à 5 MPa. Sous la condition  $s = 39$  MPa et  $p = 5$  MPa, il a été soumis un cycle thermique de 25–80–25 °C. Ce cycle a diminué l'indice des vides du sol et a augmenté légèrement la pression de préconsolidation du sol de 5 MPa à 7,9 MPa. Sur la Figure V-8, le résultat expérimental de l'essai Iso 08 est présenté ensemble avec le résultat de la simulation. Selon la simulation, après ce cycle thermique, la pression de préconsolidation du sol a augmenté de 5 MPa à 6,8 MPa. Cette augmentation est en bon accord avec les observations expérimentales.

Dans l'essai Iso 12, l'échantillon ayant une succion de 9 MPa a été échauffé de 25 °C à 80 °C sous une pression constante de 0,1 MPa, une contraction plastique a été observée. Cette contraction a diminué l'indice des vides du sol. De plus, pendant le chargement à 80 °C, on a observé que la pression de préconsolidation identifiée par l'essai Iso 12 (0,46 MPa) était plus

importante que celle identifiée par l'essai Iso 11 (0,38 MPa, température ambiante), (Figure IV-36). Ce phénomène est contradictoire aux essais réalisés à fortes succions. Il a été expliqué par l'écrouissage thermique du sol lors de cet échauffement. La simulation des essais Iso 11 et Iso 12 est tracée sur la Figure V-8. Le résultat montre que la pression de préconsolidation du sol a augmenté de 0,21 MPa (simulation de l'essai Iso 11) à 0,28 MPa (simulation de l'essai Iso 12) après l'échauffement. Ce qui montre que le modèle proposé est capable de décrire le phénomène d'écrouissage thermique observé expérimentalement.

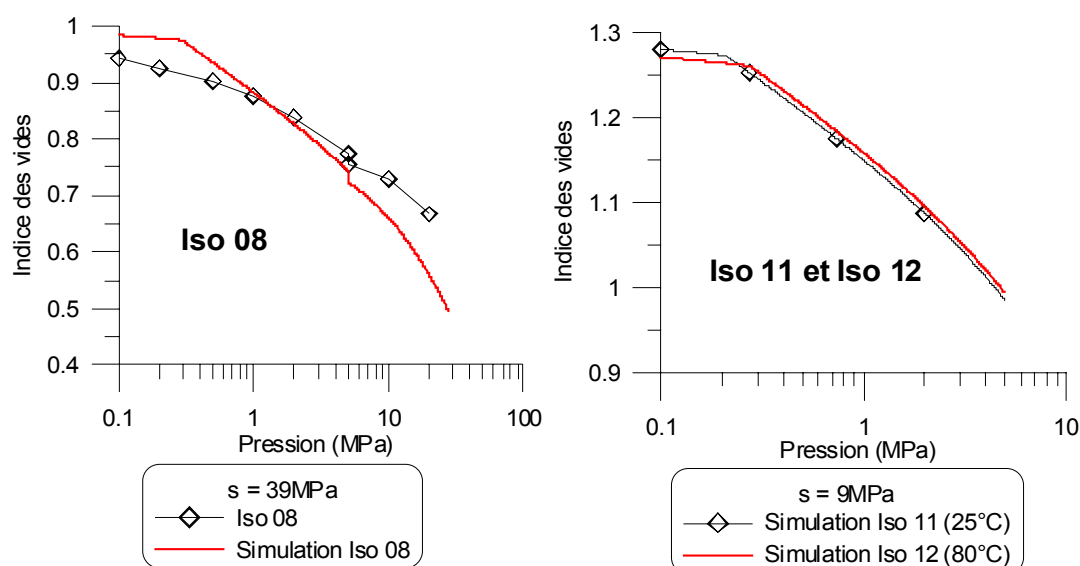


Figure V-8. Simulation de l'écrouissage thermique.

## V.4 Conclusions

Un modèle de comportement thermo-hydro-mécanique a été proposé pour la bentonite compactée à l'état non saturé. Ce modèle a été développé en se basant sur le modèle BExM présenté par Lloret et al. (2003) pour le comportement hydro-mécanique des bentonites compactées non saturées et sur le modèle thermo-mécanique proposé par Cui et al. (2000) pour les argiles saturées.

Le modèle développé a été validé avec les résultats expérimentaux obtenus sur la bentonite MX80. La détermination des paramètres a été réalisée en se basant sur les observations au niveau microstructural de la bentonite MX80. Les paramètres utilisés par Lloret et al. (2003) pour simuler le comportement hydro-mécanique de la bentonite Febex ont été utilisés dans le présent travail.

Les résultats de simulation ont montré que tous les phénomènes expérimentaux observés au travers des essais ont été reproduits correctement avec une bonne concordance quantitative :

- le gonflement du sol sous l'hydratation à faible pression ( $p = 0,1$  MPa) et à température ambiante : la comparaison a été effectuée jusqu'au niveau microstructural et macrostructural ;

- le comportement du sol sous chargement mécanique à succions constantes et en température ambiante: l'effet de la succion sur la pression de préconsolidation et sur les pentes de compression a été simulé ; la simulation des courbes de compression a été quantitativement et qualitativement satisfaisante ;
- le comportement volumique du sol sous chargement thermique à pression et succion constantes : le modèle a pu simuler la dilatation thermique réversible, la contraction plastique pendant l'échauffement ; il a simulé également la contraction réversible lors d'un refroidissement ; de plus, l'effet de la succion, de la pression, du degré de surconsolidation sur la température limite ( $T_{CT}$ ) a été analysé ; néanmoins, comme cet aspect est encore très récent, plus d'observations expérimentales sont nécessaires pour confirmer la tendance ;
- le comportement du sol sous chargement mécanique à succion constante mais à température variable: le modèle a pu simuler la diminution de la pression de préconsolidation avec l'augmentation de la température, et le phénomène d'écrouissage thermique.

Les perspectives sont très ouvertes pour le développement de ce modèle. Faute de résultats expérimentaux, plusieurs aspects ne sont pas encore analysés :

- le comportement du sol sous cycles de chargement mécanique et hydrique à température ambiante ;
- la déformation plastique du sol lorsque le chemin de chargement thermique touche la surface de charge mécanique (Surface L) ou lorsque le chemin de chargement mécanique touche la surface de charge thermique (TY) ;
- l'interaction entre les surfaces de charge dans l'espace  $s - p - T$ .

## Conclusions générales

On a étudié plusieurs aspects du comportement de la barrière ouvragée en bentonite compactée dans le contexte de stockage des déchets nucléaires. L'étude bibliographique a permis la mise en évidence l'importance et la nécessité des recherches sur le comportement thermo-hydro-mécanique des barrières argileuses ouvragées ou géologiques dans ce contexte. Ensuite, l'analyse des travaux existants sur les propriétés de la bentonite compactée a montré les connaissances acquises sur les phénomènes principaux et les méthodes expérimentales disponibles. Cette analyse a montré également la complexité du couplage hydro-mécanique de cette argile gonflante, qui la distingue des autres types de sols. D'autre part, les recherches existantes ont mis en évidence l'effet de la température sur le sol. Le changement de la température peut entraîner le changement des propriétés physiques et hydrauliques des sols. Par conséquent, le comportement volumique et mécanique des sols observé au niveau macroscopique est également influencé par le changement de la température. Ces études bibliographiques ont permis d'identifier les problèmes qui restent à étudier dans ce contexte général, d'avoir une connaissance globale sur les techniques expérimentales qui ont servi à développer des techniques utilisées dans le présent travail, et d'interpréter les résultats obtenus.

Plusieurs techniques expérimentales ont été développées. Premièrement, l'utilisation d'un hygromètre a permis de mesurer l'humidité relative engendrée par les solutions salines saturées à différentes températures. A l'aide de ces mesures, on a développé plusieurs techniques de contrôle de succion par phase vapeur à température contrôlée. Ces techniques ont été utilisées pour contrôler la succion du sol dans les autres travaux sur la rétention d'eau, la conductivité thermique, et le comportement thermo-hydro-mécanique. Deuxièmement, une procédure expérimentale a été développée pour adapter une sonde thermique commercialisée aux mesures de la conductivité thermique des échantillons en bentonite compactée. Cette sonde est fabriquée initialement pour mesurer les propriétés thermiques des milieux où son aiguille métallique peut pénétrer (fruits, poudre, sols mous, sols granulaires, ...). Pourtant, la bentonite compactée est aussi rigide qu'une roche tendre et un perçage préliminaire a été indispensable pour introduire la sonde dans le sol. Troisièmement, une nouvelle cellule de compression isotrope permettant un contrôle simultané de succion et de température a été développée. Plusieurs essais d'étalonnage sur un échantillon métallique identique à l'échantillon de sol ont été réalisés sur cette cellule. Ces essais sont indispensables pour le traitement des résultats obtenus sur des échantillons de sol.

Les résultats expérimentaux obtenus sur la conductivité thermique sont en accord avec des résultats existants dans la littérature. L'effet important de la densité sèche et de la teneur en eau a été mis en évidence. De plus, on a pu observer l'effet de la minéralogie, de la microstructure, et du degré de saturation. Après l'analyse sur le rôle des fractions volumiques des constituants du sol sur la conductivité thermique, on a observé que cette propriété était en

relation très étroite avec la fraction volumique d'air. Cette observation a conduit à une proposition d'un modèle théorique pour estimer la conductivité thermique des bentonites compactées. L'évaluation de ce modèle et trois autres modèles existants a confirmé sa pertinence.

La variation de la teneur en eau en fonction du temps, lors des essais de contrôle de succion par la technique de phase vapeur, a montré que la vitesse d'échange de vapeur d'eau entre le sol et la solution saline dépendait non seulement au gradient de succion mais aussi à la surface d'exposition de la solution et de l'échantillon du sol, à la circulation d'air, et à la taille de l'échantillon. En revanche, cette vitesse n'était pas influencée par la température. La température a pourtant influencé légèrement la capacité de rétention d'eau. Lorsque la température augmente de 20 °C à 80 °C, la capacité de rétention d'eau du sol diminue. Une modélisation simple basée sur la diminution de la tension surfacique eau-air lors d'une augmentation de la température a été réalisée pour comparer avec les résultats expérimentaux. On a observé que cette modélisation n'a considéré qu'un tiers de la valeur expérimentale. En conclusion, la diminution de la capacité de rétention d'eau de la bentonite compactée est due non seulement à la diminution de la tension surfacique eau-air mais aussi aux mécanismes physico-chimiques.

Les essais thermo-mécaniques réalisés à l'état non saturé en utilisant les cellules isotropes ont confirmé le bon fonctionnement de ces développements. Une bonne répétabilité a été notée dans les essais lors des chargements thermiques et mécaniques. Bien que la précision des mesures soit encore à améliorer, les résultats obtenus ont bien montré le comportement thermo-mécanique de la bentonite compactée à l'état non saturé.

Lors des essais de chargement thermique sous pression constante, les résultats trouvés dans la littérature sur les argiles saturées ont été réinterprétés ensemble avec les résultats obtenus dans le présent travail. En plus de la dilatation thermique élastique sous faible pression, on a pu observer la contraction thermique plastique lors d'un échauffement à haute pression. De plus, la contraction thermique élastique a été également constatée lors des refroidissements. Dans le cas des argiles à l'état saturé, l'effet du rapport de surconsolidation ( $R_{OC}$ ) sur le comportement volumique thermique du sol était souvent noté dans la littérature. On a observé que le comportement volumique de la bentonite compactée non saturée sous chargement thermique dépendait simultanément de la pression de confinement et de la succion. Cet effet de la succion correspond à un résultat important qui n'a jamais été évoqué jusqu'à présent.

En réalisant des essais de chargement/déchargement à succion et température constantes, on a pu observer les effets simultanés de ces deux paramètres sur la compressibilité du sol. On note que l'effet de la succion sur la compressibilité a été étudié dans quelques travaux existants, et que l'effet de la température sur la compressibilité des argiles à l'état saturé a été largement étudié dans la littérature. Pourtant, c'est la première fois qu'une étude sur l'effet simultané de la température et de la succion soit réalisée sur une bentonite compactée à l'état non saturé. Les résultats obtenus sont en accord avec les observations existantes dans la littérature.



En plus des essais de chargement mécanique à succion et température constantes et des essais de chargement thermique à pression constante, on a réalisé quelques essais avec des chargements thermo-mécaniques complexes. Dans ces essais, les chargements thermiques et mécaniques ont été réalisés successivement. Les résultats obtenus ont montré le phénomène d'écrouissage thermique qui a été souvent observé sur les argiles à l'état saturé. La pression de préconsolidation du sol augmente avec des sollicitations thermiques à pression constante.

Le modèle de comportement proposé est basé sur deux modèles existants : (1) le modèle de Barcelone (BExM) qui est utilisé pour étudier le comportement des argiles gonflantes à l'état non saturé sous chargements mécanique et hydraulique ; (2) le modèle proposé par Cui et al. (2000) pour étudier le comportement thermo-mécanique des argiles à l'état saturé. Les simulations effectuées ont montré la pertinence du modèle proposé.

## Références bibliographiques

- Abdullah, W. S., Al-zou'bi, M. S., et Alshibli, K. A. 1997. On the physicochemical aspects of compacted compressibility. *Canadian Geotechnical Journal*, **34** : 551-559.
- Abu-Hamdeh, N.H. 2001. Measurement of the thermal conductivity of sandy loam and clay loam soils using single and dual probes. *Journal of Agricultural Engineering Research*, **80**(2) : 209-216.
- Abu-Hamdeh, N.H., Khdair, A.I., et Reeder, R.C. 2001. A comparison of two methods used to evaluate thermal conductivity for some soils. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, **44** : 1073-1078.
- AEN-NEA 2001. La gestion des déchets radioactifs: le rôle des laboratoires souterrains. Les éditions de l'OCDE. 46 pages.
- AEN-NEA 2003. Engineered Barrier Systems and the Safety of Deep Geological Repositories. State-of-the-art Report. ISBN 92-64-18498-8. OECD Publications. 70 pages.
- Ahmed, S., Lovell, C.W., et Diamond, S. 1974. Pore sizes and strength of compacted clays. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **100**(4) : 407-425.
- Akagi, H., et Komiya, K. 1995. Constant rate of strain consolidation properties of clayey soil at high temperature. *Dans Compression and Consolidation of Clayey Soils. Sous la direction de Yoshikuni et Kusakabe*. p. 3-8.
- Al-Mukhtar, M., Qi, Y., Alcover, J. F., et Bergaya, F. 1999. Oedometric and water-retention behavior of highly compacted unsaturated smectites. *Canadian Geotechnical Journal*, **36** : 675-684.
- Alonso, E. E. 1998. Modelling expansive soil behaviour. *Dans Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Unsaturated Soils*, Beijing, Chine. p. 37-71.
- Alonso, E. E., Gens A., et Josa A. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, **40**(3) : 405-430.
- Alonso, E. E., Gens, A., Lloret, A., et Delahaye, C. H. 1994. Analysis of a compacted clay barrier in a radioactive waste disposal scheme. *Dans Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Congress on Environmental Geotechnics*, ISSMFE, Edmonton, Canada. p.847-854.
- Alonso, E. E., Lloret, A. et Gens, A. 1995. Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay. *Dans Unsaturated Soils/Sols Non Saturés. Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils/UNSAT'95*, Paris, France. *Sous la direction de E. E. Alonso et P. Delage*. Vol. 1, p. 11-16.
- Alonso, E. E., Vaunat, J., et Gens, A. 1999. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, **54** : 173-183.
- Alshihabi, O., Shahrour, I., et Mieussens, C. 2002. Experimental study of the influence of suction and drying/wetting cycles on the compressibility of a compacted soil. *Dans Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2002)*,

- Recife, Brésil. *Sous la direction de* J. F. T. Jucá, T. M. P. de Campos et F. A. M. Marinho. Vol. 2, p. 541-545.
- ANDRA 2001. Dossier 2001. Argile sur l'avancement des études et recherches relatives à la faisabilité d'un stockage de déchets à haute activité et à vie longue en formation géologique profonde. Rapport de synthèse. 162 pages.
- Atabek, R. B., Felix, B., Robinet, J. C., et Lahlou, R. 1991. Rheological behaviour of saturated expansive clay materials. *Dans* Workshop on Stress Partitioning in Engineered Clay Barriers, Duke University, Durham, NC.
- Baldi, G., Hueckel, T., et Pellegrini, R. 1988. Thermal volume change of the mineral-water system in low-porosity clay soils. *Canadian Geotechnical Journal*, **25** : 807-825.
- Baldi, G., Hueckel, T., Peano, A., et Pellegrini, R. 1991. Developments in modelling of thermo-hydro-geomechanical behaviour of boom clay and clay-based buffer materials. Commission of the European Communities, Nuclear Science and Technology, EUR 13365/1 and EUR 13365/2.
- Basma, A. A., Al-Homoud, A., et Husein, A. 1995. Laboratory assessment of swelling pressure of expansive soils. *Applied Clay Science*, **9** : 355-368.
- Belanteur, N., Tacherifet, S., et Pakzad, M. 1997. Étude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes et non gonflantes fortement compactées. *Revue Française de Géotechnique*, **78** : 31-50.
- Bérend, I., Cases, J.M., François, M., Uriot, J.P., Michot, L., Masion, A., et Thomas, F. 1995. Mechanism of adsorption and desorption of water vapor by homoionic montmorillonites : 2. The  $\text{Li}^+$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Rb}^+$ , and  $\text{Cs}^+$  exchanged forms. *Clays and Clay Minerals*, **43**(3) : 324-336.
- Bernier, F., Volckaert, G., Alonso, E., et Villar, M. 1997. Suction-controlled experiments on Boom clay. *Engineering Geology*, **47** : 325-338.
- Béziat, A., Dardaine, M., et Gabis, V. 1988. Effect of compaction pressure and water content on the thermal conductivity of some natural clays. *Clays and Clay Minerals*, **36**(5) : 462-466.
- Börgesson, L., Karnland, O., et Johannesson, L. E. 1996. Modelling of the physical behaviour of clay barriers close to water saturation. *Engineering Geology*, **41** : 127-144.
- Börgesson, L., Chijimatsu, M., Fujita, T., Nguyen, T. S., Rutqvist, J., et Jing, L. 2001. Thermo-hydro-mechanical characterization of a bentonite-based buffer material by laboratory tests and numerical back analyses. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **38** : 95-104.
- Boudali, M., Leroueil, S., et Srinivasa Murthy, B. R. 1994. Viscous behaviour of natural clays. *Dans* Proceedings of the 13<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, Inde. Vol. 1, p. 411-416.
- Bucher, F., et Mayor, P.A. 1989. Medium-scale experiments on highly-compacted bentonites. *Dans* Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brésil. Vol. 1, p. 583-585.

- Burghignoli, A., Desideri, A., et Miliziano, S. 2000. A laboratory study on the thermomechanical behaviour of clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal*, **37** : 764-780.
- Campanella, R. G., et Mitchell, J. K. 1968. Influence of temperature variations on soil behavior. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, **94**: 709-734.
- Campbell, G. S., et Norman, J. M. (*directeurs de la rédaction*). 1998. An Introduction to Environmental Biophysics. 2<sup>nd</sup> Edition. *Éditions Springer Verlag*, New York, Etats-Unis.
- Casagrande, A. 1936. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. *Dans Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE)*, Cambridge, Massachusettes, Etats-Unis, 22–26 June 1936. Vol. 3, p. 60–64.
- Cases, J.M., Bérend, I., François, M., Uriot, J.P., Michot, L., et Thomas, F. 1997. Mechanism of adsorption and desorption of water vapor by homoionic montmorillonite: 3. The  $Mg^{2+}$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Sr^{2+}$  and  $Ba^{2+}$  exchanged forms. *Clays and Clay Minerals*, **45**(1) : 8-22.
- Cekerevac, C. et Laloui, L. 2004. Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **28**(3) : 209-228
- Cekerevac, C., Laloui, L., et Vulliet, L. 2003. A new temperature controlled triaxial apparatus. *Dans Deformation Characteristics of Geomaterials. Sous la direction de Di Benedetto H. et al.* p. 133-137.
- Cerato, A. B., et Lutenegeger, A. 2002. Determination of Surface Area of Fine- Grained Soils by the Ethylene Glycol Monoethyl Ether (EGME) Method. *Journal of Geotechnical Testing*, **25**(3) : 314-320.
- Cho, W. J., Lee, J. O., et Chun, K. S. 1999. The temperature effects on hydraulic conductivity of compacted bentonite. *Applied Clay Science*, **14** : 47-58.
- Cho, W. J., Lee, J. O., et Kang, C. H. 2000. Influence of temperature elevation on the sealing performance of a potential buffer material for a high-level radioactive waste repository. *Annals of Nuclear Energy*, **27**(14) : 1271-1284.
- Coulon, H., Lajudie, A., Debrabant, P., et Atabek, R. 1987. Choice of French clays as engineered barrier components for waste disposal. *Materials Research Society Symposium Proceeding*, **84**: 813- 824.
- Cui, Y. J. 1993. Étude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Cui, Y. J., et Delage, P. 1996. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, **46**(2) : 291-311.
- Cui, Y. J., Sultan, N., et Delage, P. 2000. A thermomechanical model for saturated clays. *Canadian Geotechnical Journal*, **37**(3) : 607-620.

- Cui, Y. J., Sultan, N., et Delage, P. 2001. Propriétés thermomécaniques des milieux granulaires. *Dans Mécanique des milieux granulaires. Chapitre 11. Éditions Hermes.* p. 323-363.
- Cui, Y. J., Yahia-Aissa, M., et Delage, P. 2002a. A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Engineering Geology*, **64** : 233-250.
- Cui, Y. J., Loiseau, C., et Delage, P. 2002b. Microstructure changes of a confined swelling soil due to suction controlled hydration. *Dans Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2002), Recife, Brésil. Sous la direction de J. F. T. Jucá, T. M. P. de Campos et F. A. M. Marinho, Vol. 2, p. 593-598.*
- Cuisinier, O., et Masrouri, F. 2002. Study of the hydromechanical behaviour of a swelling soil under high suctions. *Dans Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2002), Recife, Brésil. Sous la direction de J. F. T. Jucá, T. M. P. de Campos et F. A. M. Marinho, Vol. 2, p. 587-591.*
- Cuisinier, O., et Masrouri, F. 2004. Testing the hydromechanical behavior of a compacted swelling soil. *Geotechnical Testing Journal*, **27**(6) : 598-606.
- Cuisinier, O., et Masrouri, F. 2005. Influence de sollicitations hydriques et mécaniques complexes sur le comportement d'un sol gonflant compacté. *Canadian Geotechnical Journal*, **42** : 731-741.
- De Bruyn, D., et Thimus, J. F. 1996. The influence of temperature on mechanical characteristics of Boom clay: The results of an initial laboratory program. *Engineering Geology*, **41** : 117-226.
- De Vries, D. A. 1963. Thermal properties of soils. *Dans Physics of Plant Environment. Sous la direction de Van Wijk W. R. North-Holland Publishing Company, Amsterdam.* p. 210-235.
- Del Olmo, C., Fioravante, V., Gera, F., Hueckel, T., Mayor, J. C., et Pellegrini, R. 1996. Thermomechanical properties of deep argillaceous formations. *Engineering Geology*, **41** : 87-101.
- Delage, P., et Cui, Y. J. 2000. L'eau dans les sols non saturés. *Dans Techniques de l'Ingénieur, C301, traité Construction.*
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y. J., et Howat, M. D. 1996. Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnical Journal*, **33** : 150-158.
- Delage, P., Howat, M. D., et Cui, Y. J. 1998. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, **50** : 31-48.
- Delage, P., Sultan, N., et Cui, Y. J. 2000. On the thermal consolidation of Boom clay. *Canadian Geotechnical Journal*, **37** : 343-354.
- Demars, K. R., et Charles, R. D. 1982. Soil volume changes induced by temperature cycling. *Canadian Geotechnical Journal*, **19** : 188-194.
- Despax, D. 1976. Étude de l'influence de la température sur les propriétés mécaniques des argiles saturées. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, Grenoble, France.
- Diamond, S. 1970. Pore size distribution in clays. *Clays and clay minerals*, **18**: 7-23.

- Dixon, D. A., Chandler, N. A., Stroes-Gascoyne, S., et Kozak, E. 2001. The Isothermal Buffer-Rock-Concrete Plug Interaction Test: Final Report. Ontario Power Generation Used Fuel Disposal Technology Program Technical Report No. 06819-REP- 01200-10056-R00, Toronto, ON.
- Dixon, D., Chandler, N., Graham, J., et Gray, M. N. 2002. Two large-scale sealing tests conducted at Atomic Energy of Canada's underground research laboratory: the buffer-container experiment and the isothermal test. *Canadian Geotechnical Journal*, **39** : 503-518.
- ENRESA 2000. Full-scale engineered barriers experiment for a deep geological repository for high-level waste in crystalline host rock. Technical Publication 01/2000. Enresa, Madrid, Espagne.
- Eriksson, L. G. 1989. Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays. *Dans Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brésil. *Editions Balkema*, Rotterdam. Vol.3, p. 2087-2090.
- Farouki, O. T. (*directeur de la rédaction*). 1986. Thermal properties of soils. Series on Rock and Soil Mechanics. Vol.11. *Editions Trans. Tech. Publications*. 136 pages.
- Fella, T. 1987. Contribution à l'étude du comportement thermo-mécanique des sols non saturés. Mise au point d'un appareil triaxial thermique. Thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse, France.
- Fleureau, J. M. 1972. Influence de la température sur les propriétés mécaniques des argiles. *Dans Recueil de Recherches "Propriétés Mécaniques des Sols"*.
- Fredlund, D. G., et Rahardjo, H. (*directeurs de la rédaction*). 1993. Soil Mechanics for Unsaturated Soils. *Éditions John Wiley & Sons, Inc.* 517 pages.
- Fu, M. H., Zhang, Z. Z., et Low, P. F. 1990. Changes in the properties of a montmorillonite-water system during the adsorption and desorption of water: hysteresis. *Clays and Clay Minerals*, **28**(5) : 485-492.
- Fujita, T., Chijimatsu, M., Kanno, T., Kobayashi, A., et Nakano, M. 1998. Model of swelling pressure of highly compacted bentonite. *Dans Proceedings of the International Symposium on Problematic Soils*, Sendai, Japon. *Sous la direction de Yanagisawa, Moroto et Mitachi*. p. 285-288.
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., et Vaunat, J. 2003. An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, **53**(1) : 123-135.
- Gens A. 1995. Constitutive modelling : Application to compacted soils. *Dans Unsaturated Soils/Sols Non Saturés*, Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated soils (UNSAT'95), Paris, France. *Sous la direction de E. E. Alonso et P. Delage*. Vol 3, p. 1179-1200.
- Gens, A., et Alonso, E. E. 1992. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, **29** : 1013-1032.

- Graham, J., Chandler, N. A., Dixon, N. A., Roach, D. A., To, T., et Wan, A. W. L. 1997. The buffer/container experiment: results, synthesis, issues. Atomic Energy of Canada Limited Report, AECL-11746, COG-97-46-I. Chalk River, ON.
- Graham, J., Tanaka, N., Crilly, T., et Alfaro, M. 2001a. Modified Cam-Clay modelling of temperature effects in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, **38** : 608-621.
- Graham, J., Blatz, J. A., Alfaro, M. C., et Sivakumar, V. 2001b. Behavioral influence of specimen preparation methods for unsaturated plastic compacted clays. *Dans Proceedings of the 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, Istanbul, Turquie. Vol. 1, p. 633-638.
- Gray, M. N., Cheung, S. C. H., et Dixon, D. A. 1984. The influence of sand content on swelling pressures and structure developed in statically compacted Na-bentonite. *Dans Atomic energy of Canada Limited, Report 7825*. p. 1-24.
- Grim R. E. (*directeur de la rédaction*). 1968. Clay Mineralogy. 2<sup>nd</sup> Edition. *Éditions McGraw-Hill Book Company*.
- Haas, R., Teyssie, Ph., et Bucher, F. 1994. Einfluss von Wasserdampf auf das Quellpotential von Bentonit. NTB 94-15. Nagra, Hardstrasse 73, CH-5430 Wettingen, Schweiz.
- Habibagahi, K. 1977. Temperature effect and the concept of effective void ratio. *Indian Geotechnical Journal*, **1** : 14-34.
- Haridasan, M., et Jensen, R. D. 1972. Effect of temperature on pressure head-water content relationship and conductivity of two soils. *Soil Science Society of American Proceeding*, **36** : 703-708.
- Herbert, H. J., et Moog, H. C. 1999. Cation exchange, interlayer spacing and water content of MX-80 bentonite in high molar saline solutions. *Engineering Geology*, **54** : 55-65.
- Ho, D. Y. F., et Fredlund, D. G. 1995. Determination of the volume change moduli and respective inter-relationships for two unsaturated soils. *Dans Unsaturated Soils/Sols Non Saturés, Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated soils (UNSAT'95)*, Paris, France. *Sous la direction de E. E. Alonso et P. Delage*. Vol 1, p. 117-122.
- Hopmans, J. W., et Dane, J. H. 1986. Temperature dependence of soil hydraulic properties. *Soil Science Society of American Journal*, **50** : 4-9.
- Houston, S. L., Houston, W. N., et Williams, N. D. 1985. Thermo-mechanical behavior of seafloor sediments. *Journal of Geotechnical Engineering*, **111**(11) : 1049-1263.
- Hueckel, T., et Baldi, G. 1990. Thermoplasticity of saturated clays: Experimental constitutive study. *Journal of Geotechnical Engineering*, **116**(12) : 1778-1796.
- Hueckel, T., et Borsetto, M. 1990. Thermoplasticity of saturated soils and shales: constitutive equations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **116**(12): 1765-1777.
- Incropera, F. P., et DeWitt, D. P. (*directeurs de la rédaction*). 1996. Fundamentals of heat and mass transfer. 4<sup>th</sup> Edition. *Éditions John Wiley & Sons, Inc, New York, Etats-Unis*.

- Ito, M., Okamoto, M., Shibata, M., Sasaki, Y., Danhara, T., Suzuki, K., et Watanabe, T. 1993. Mineral composition analysis of bentonite. Power reactor and nuclear fuel development corporation, PNC TN8430 93-003. (*en japonais*).
- Jamin, F., El Youssoufi, M. S., et Saix, C. 2003. Experimentation and modelling of unsaturated soils behaviour in non-isothermal conditions. *Dans* Deformation Characteristics of Geomaterials. *Sous la direction de* Di Benedetto H. et al.. p. 1009-1017.
- Jefferson, I., et Rogers, C. D. F. 1998. Liquid limit and the temperature sensitivity of clays. *Engineering Geology*, **49** : 95-109.
- JNC 2000. H12 Project to establish technical basis for HLW disposal in Japan, Supporting report 3, Safety assessment of the geological disposal system. JNC Tech. Rep., JNC TN1410 2000-004.
- Johansen, O. 1975. Thermal conductivity of soils. Thèse de Doctorat, Trondheim, Norvège.
- Jommi, C. 2000. Remarks on unsaturated soils modelling. *Dans* Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils. *Sous la direction de* A. Tarantino et C. Mancuso. *Éditions* Rotterdam, Balkema. p. 139-154
- Kahr, G., et Müller-Vonmoos, M. 1982. Wärmeleitfähigkeit von Bentonit MX80 und von Montigel nach der Heizdrahtmethode. NTB 82-06, Nagra, Hardstrasse 73, CH-5430 Wettingen, Suède.
- Kanno, T., et Wakamatsu, H. 1992. Water uptake and swelling properties of unsaturated bentonite buffer materials. *Canadian Geotechnical Journal*, **29** : 1102-1107.
- Kanno, T., et Wakamatsu, H. 1993. Moisture adsorption and volume change of partially saturated bentonite buffer materials. *Materials Research Society Symposia Proceedings*. Vol. 294, p. 425-430.
- Kanno, T., Kato, K., et Yamagata, J. 1996. Moisture movement under a temperature gradient in highly compacted bentonite. *Engineering Geology*, **41** : 287-300.
- Karnland, O. 1998. Bentonite swelling pressure in strong NaCl solutions. POSIVA report 98-01.
- Khemissa, M. 1998. Mesure de la perméabilité des argiles sous contrainte et température. *Revue Française de Géotechnique*, **82** : 11-22.
- Komine, H., et Ogata, N. 1994. Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, **31** : 487-490.
- Komine, H., et Ogata, N. 1998. Thermal influence on compacted bentonite for nuclear waste disposal. *Dans* Proceeding of the 3<sup>rd</sup> International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa, Portugal. *Sous la direction de* Sêco e Pinto. p. 39-44.
- Komine, H., et Ogata, N. 2003. New equations for swelling characteristics of bentonite-based buffer materials. *Canadian Geotechnical Journal*, **40** : 460-475.
- Kröhn, K. P. 2003. New conceptual models for the resaturation of bentonite. *Applied Clay Science*, **23** : 25-33.
- Kuntiwattanakul, P., Towhata, I., Ohishi, K., et Seko, I. 1995. Temperature effects on undrained shear characteristics of clay. *Soil and Foundations*, **35**(1) : 147-162.



- Lajudie, A., Raynal, J., Petit, J. C., et Toulhoat, P. 1996. Clay-based materials for engineered barriers: a review. *Materials Research Society Symposia Proceedings*. Vol. 353, p. 221-229.
- Laloui, L. 2001. Thermo-mechanical behaviour of soils. *Revue Française de Génie Civil*, **5**(6): 809-843.
- Laloui, L., et Cekerevac, C., 2003. Thermo-plasticity of clays: An isotropic yield mechanism. *Computers and Geotechnics*, **30**(8) : 649-660.
- Laloui, L., et Modaressi, H. 2002. Modelling of the thermo-hydro-plastic behaviour of clays. *Dans Hydromechanical and Thermohydromechanical Behaviour of Deep Argillaceous Rock. Sous la direction de Hoteit, Su, Tijani et Shao*. p. 161-170.
- Laloui, L., Cekerevac, C., et Vulliet, L. 2001. Thermo-Mechanical modelling of the behaviour of MC clay. *Dans Computer Methods and Advances in Geomechanics. Sous la direction de C. S. Desai. Editions Balkema*. p. 829-835.
- Laloui, L., Cekerevac, C., et Vulliet, L. 2002. Thermo-plasticity for clays : a simple constitutive approach. *Dans International Workshop on Environmental Geomechanics. Sous la direction de L. Vulliet, L. Laloui et B. Schrefler. Éditions EPFL Press*. p. 45-58.
- Leong, E. C., et Rahardjo, H. 2002. Soil-water characteristic curves of compacted residual soils. *Dans Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2002), Recife, Brésil. Sous la direction de J. F. T. Jucá, T. M. P. de Campos et F. A. M. Marinho*. Vol. 1, p. 271-276.
- Lingnau, B. E., Graham, J., et Tanaka, N. 1995. Isothermal modelling of sand-bentonite mixtures at elevated temperatures. *Canadian Geotechnical Journal*, **32** : 78-88.
- Lingnau, B. E., Graham, J., Yarechewski, D., Tanaka, N., et Gray, M. N. 1996. Effects of temperature on strength and compressibility of sand-bentonite buffer. *Engineering Geology*, **41** : 103-115.
- Lloret, A., Villar, M. V., Sanchez, M., Gens, A., Pintado, X., et Alonso, E. E. 2003. Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique*, **53**(1) : 27-40.
- Loiseau, C. 2001. Transferts d'eau et couplages hydromécaniques dans les barrières ouvragées. Thèse de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Madsen, F. T. 1998. Clay mineralogical investigations related to nuclear waste disposal. *Clay Minerals*, **33** : 109-129.
- Manohar, K., Yarbrough, D. W., et Booth, J. R. 2000. Measurement of apparent thermal conductivity by the thermal probe method. *Journal of Testing and Evaluation, JTEVA*, **28**(5) : 345-351.
- Marcial, D. 2003. Comportement hydromécanique et microstructural des matériaux de barrière ouvragée. Thèse de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Marcial, D., Delage, P., et Cui, Y. J. 2002. On the high stress compression of bentonites. *Canadian Geotechnical Journal*, **39** : 812-820.

- Mathew, P. K., et Rao, S. N. 1997. Influence of cations on compressibility behavior of a marine clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **123**(11) : 1071-1073.
- McCombie, C. 2003. Status of geological repositories for used nuclear fuel. Technical Methods. NWMO Background papers.
- Mitchell, J. K. 1964. Shearing resistance of soils as a rate process. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. **90**: 29–61.
- Modaressi, H., et Laloui, L. 1997. A thermo-viscoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **21** : 313-335.
- Modaressi, A., et Modaressi, H. 1995. Thermoplastic constitutive model for unsaturated soils. A prospective approach. *Dans* Proceeding of the 5<sup>th</sup> Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, Suisse. *Sous la direction de* G. Pande et S. Pietruszczak. p. 45-50.
- Mohamed, A. M. O., Yong, R. N., et Cheung, S. C. H. 1992. Temperature Dependence of Soil Water Potential. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, **15**(4) : 330-339.
- Mohamed, A. M. O., Yong, R. N., Onofrei, C. I., et Kjartanson, B. H. 1996. Coupled Heat and Moisture Flow in Unsaturated swelling Clay Barriers. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, **19**(2) : 155-163.
- Montes-Hernandez, G. 2002. Étude expérimentale de la sorption d'eau et du gonflement des argiles par microscopie électronique à balayage environnementale (ESEM) et l'analyse digitale d'images. Thèse de Doctorat, Université Louis Pasteur de Strasbourg, Strasbourg, France.
- Montes-Hernandez, G., Duplay, J., Martinez, L., et Mendoza, C. 2003a. Swelling-shrinkage kinetics of MX80 bentonite. *Applied Clay Science*, **22** : 279-293.
- Montes-Hernandez, G., Duplay, J., Martinez, L., Geraud, Y., et Rousset-Tournier, B. 2003b. Influence of interlayer cations on the water sorption and swelling-shrinkage of MX80 bentonite. *Applied Clay Science*, **23**(5-6) : 309-321.
- Morin, R., et Silva, A. J. 1984. The effects of high pressure and high temperature on some physical properties of ocean sediments. *Journal of Geophysical Research*, **89**(B1) : 511-526.
- Multon, J. L., Bizot, H., et Martin, G. 1991. Chapitre 1: Mesure de l'eau absorbée dans les aliments. *Dans* Technique d'analyse et de contrôle dans les industries agro-alimentaires. *Éditions* Techniques et Documentation, Lavoisier, Paris. Vol. 4, p. 1-63.
- NAGRA 2002. Projet Argiles à Opalinus: Démonstration de la faisabilité du stockage géologique des assemblages combustibles usés, des déchets de haute activité vitrifiés et des déchets de moyenne activité à vie longue. Aperçu récapitulatif.
- Naidu, A. D., et Singh, D. N. 2004. A generalized procedure for determining thermal resistivity of soils. *International Journal of Thermal Sciences*, **43** : 43-51.

- Neaman, A., Pelletier, M., et Villieras, F. 2003. The effects of exchanged cation, compression, heating and hydration on texture properties of bulk bentonite and its corresponding purified montmorillonite. *Applied Clay Science*, **22** : 153-168.
- Nimmo, J. R., et Miller, E. E. 1986. The temperature dependence of isothermal moisture vs. potential characteristics of soils. *Soil Science Society of American Journal*, **50** : 1105-1113.
- Noble, C. A., et Demirel, T. 1969. Effect of temperature on strength behavior of cohesive soil. *Dans* Effects of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils, Special report 103, Highway Research Board.
- Norme Française NF P 94-050 (1995). Sols: reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux. Méthode par étuvage.
- Norme Française XP P 94-090-1 (1997). Sols: reconnaissance et essais. Essai oedométrique. Partie 1: Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers.
- Ochsner, T. E., Horton, R., et Ren, T. 2001. A new perspective on soil thermal properties. *Soil Science Society of America Journal*, **65** : 1641-1647.
- Olchitzky, E. 2002. Couplage hydromécanique et perméabilité d'une argile gonflante non saturée sous sollicitations hydriques et thermiques. Courbe de sorption et perméabilité à l'eau. Thèse de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Ould-Lahoucine, C., Sakashita, H., et Kumada, T. 2001. The method measuring thermal conductivity of powders and solids with thermistor probe. *Japan Journal of Thermophysical Properties*, **15** : 176-181. (*en japonais*).
- Ould-Lahoucine, C., Sakashita, H., et Kumada, T. 2002. Measurement of thermal conductivity of buffer materials and evaluation of existing correlations predicting it. *Nuclear Engineering and Design*, **216** : 1-11.
- Park, J.H., et Koumoto, T. 2004. New compression index equation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **130**(2) : 223-226
- Picard, J. 1994. Écrouissage thermique des argiles saturées: Application au stockage des déchets radioactifs. Thèse de Doctorat. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Pintado, X. 2002. Caracterizaci3n del comportamiento termo-hidro-mecanico de arcillas expansivas. Thèse de Doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelone, Espagne.
- Pintado, X., Ledesma, A., et Lloret, A. 2002. Backanalysis of thermohydraulic bentonite properties from laboratory tests. *Engineering Geology*, **64** : 91-115.
- Plum, R. L., et Esrig, M. I. 1969. Some temperature effects on soil compressibility and pore water pressure. *Dans* Effects of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils, Special report 103, Highway Research Board. p. 231-242.
- PNC 1996. Present status of research and development for geological disposal. Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation, PNC TN 1410 96-071. (*en japonais*).

- Prost, R. 1990. Chapitre II – Relations eau-argile: Structure et gonflement des matériaux argileux. *Dans Matériaux argileux – Structure, propriétés et application. Sous la direction de A. Decarreau.* p. 343- 386.
- Pusch, R. 1982. Mineral-water interaction and their influence on the physical behavior of highly compacted Na bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, **19** : 381-387.
- Pusch, R. 1999. Microstructural evolution of buffers. *Engineering Geology*, **54** : 33-41.
- Pusch, R., et Güven, N. 1990. Electron microscopic examination of hydrothermally treated bentonite clay. *Engineering Geology*, **28** : 303-314.
- Pusch, R., et Karnland, O. 1996. Physico/chemical stability of smectite clays. *Engineering Geology*, **41** : 73-85.
- Pusch, R., et Yong, R. 2003. Water saturation and retention of hydrophilic clay buffer-microstructural aspects. *Applied Clay Science*, **23** : 61-68.
- Pusch, R., Blümling, P., et Johnson, L. 2003. Performance of strongly compressed MX-80 pellets under repository-like conditions. *Applied Clay Science*, **23** : 239-244.
- Recordon, E. 1993. Déformabilité des sols non saturés à diverses températures. *Revue Française de Géotechnique*, **65** : 37-56.
- Recordon, E., et Gueye, I. 1994. Influence de la température sur la succion et la déformabilité des sols non saturés. XIII ICSMFE, New Delhi, pp. 79-84.
- Richards, L. A. 1941. A pressure-membrane extraction apparatus for soil solution. *Soil science*, **51** : 377-386.
- Robinet, J. C., Rahbaoui, A., et Plas, F. 1994. A thermo-elastoplastic model with thermal hardening for saturated clay barriers. *Dans Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Congress on Environmental Geotechnics, ISSMFE, Edmonton, Canada.* p. 901-908.
- Robinet, J. C., Rahbaoui, A., Plas, F., et Lebon, P. 1996. A constitutive thermomechanical model for saturated clays. *Engineering Geology*, **41**, p. 145-169.
- Robinet, J. C., Pasquiou, A., Jullien, A., Belanteur, N., et Plas, F. 1997. Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydro-mécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants. *Revue Française de Géotechnique*, **81** : 53-80.
- Romero, E. 1999. Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: An experimental study. Thèse de Doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelone, Espagne.
- Romero, E., et Vaunat, J. 2000. Retention curves of deformable clays. *Dans Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils. Sous la direction de A. Tarantino et C. Mancuso. Éditions Rotterdam, Balkema.* p. 91-106.
- Romero, E., Lloret, A., et Gens, A. 1995. Development of a new suction and temperature controlled oedometer cell. *Dans Unsaturated Soils/Sols Non Saturés. Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils/UNSAT'95, Paris, France. Sous la direction de E. E. Alonso et P. Delage.* Vol 2, p. 553-559.
- Romero, E., Facio, J. A., Lloret, A., Gens, A., et Alonso, E. E. 1997. A new suction and temperature controlled triaxial apparatus. *Dans Proceedings of the 14<sup>th</sup> International*

- Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Allemagne. *Éditions Balkema*, Rotterdam. Vol. 1, p. 185-188.
- Romero, E., Gens, A. & Lloret A. 1998. Thermo-mechanical behavior of heavily overconsolidated unsaturated clay as observed in suction controlled oedometer tests. *Dans Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Unsaturated Soils*, Beijing, Chine. Vol. 1, p. 426-431.
- Romero, E., Gens, A., et Lloret, A. 2001a. Laboratory testing of unsaturated soils under simultaneous suction and temperature control. *Dans Proceedings of the 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, Istanbul, Turquie. Vol. 1, pp. 619-622.
- Romero, E., Gens, A., et Lloret, A. 2001b. Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay. *Geotechnical and Geological Engineering*, **19**(3-4) : 311-332.
- Romero, E., Gens, A., et Lloret, A. 2003. Suction effects on a compacted clay under non-isothermal conditions. *Géotechnique*, **53**(1) : 65-81.
- Rutqvist, J., Börgesson, L., Chijimatsu, M., Nguyen, T. S., Jing, L., Noorishad, J., et Tsang, C. F. 2001. Coupled thermo-hydro-mechanical analysis of heater test in fractured rock and bentonite at Kamaishi Mine - comparison of field results to predictions of four finite element codes. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **38** : 129-142.
- Saha, R. S., et Tripathi, R. P. 1979. Effect of temperature on hydraulic conductivity of soil. *Journal - Indian Society Soil Science*. **27** (3) : 220-224.
- Saix, C. 1991. Consolidation thermique par chaleur d'un sol non saturé. *Canadian Geotechnical Journal*, **28** : 42-50.
- Saix, C., et Jouana, P. 1990. Appareil triaxial pour l'étude du comportement thermique de sols non saturés. *Canadian Geotechnical Journal*, **27** : 119-128.
- Saix, C., Devillers, P., et El Yousoufi, M. S. 2000. Élément de couplage thermomécanique dans la consolidation de sols non saturés. *Canadian Geotechnical Journal*, **37** : 308-317.
- Saiyouri, N., Hicher, P. Y., et Tessier, D. 1998. Microstructural analysis of highly compacted clay swelling. *Dans Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Unsaturated Soils*, Beijing, Chine. Vol. 1, p. 119-124.
- Saiyouri, N., Hicher, P. Y., et Tessier, D. 2000. Microstructural approach and transfer water modelling in highly compacted unsaturated swelling clays. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, **5** : 41-60.
- Sakashita, H., et Kumada, T. 1998. Heat transfer model for predicting thermal conductivity of highly compacted bentonite. *Journal of Japan Atomic Society*. **40** : 235-240. (*en japonais*).
- Sanchez, M. 2004. Thermo-Hydro-Mechanical coupled analysis in low permeability media. Thèse de Doctorat, Technical University of Catalonia, Barcelone, Espagne.
- Sauzéat, E., Villiéras, T. F., François, M., Pelletier, M., Barrés, O., Yvon, J., Guillaume, D., Dubbessy, J., Pfeiffert, C., Ruck, R., et Cathelineau, M. 2000. Caractérisation

- minéralogique, cristallochimique et texturale de l'argile MX80. LEM-CREGU. ANDRA Technical Report. France.
- Schneider, A. 1960. Neue Diagramme zur Bestimmung der relativen Luftfeuchtigkeit über gesättigten wässrigen Salzlösungen und wässrigen Schwefelsäurelösungen bei verschiedenen Temperaturen. *Holz als Roh- und Werkstoff*, **18** : 269-272.
- Sepaskhah, A. R., et Boersma, L. 1979. Thermal conductivity of soils as a function of temperature and water content. *Soil Science Society of American Journal*. **43** : 439-444.
- Sherif, M. A., et Burrous C. M. (1969). Temperature effects on the unconfined shear strength of saturated, cohesive soil. *Dans Effects of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils*, Special report 103, Highway Research Board. p. 267-272.
- Shimizu, M. 2003. Quantitative assessment of thermal acceleration of time effects in one-dimensional compression of clays. *Dans Deformation Characteristics of Geomaterials. Sous la direction de Di Benedetto H. et al.* p. 479-487.
- Singh, D. N., et Devid, K. 2000. Generalized relationships for estimating soil thermal resistivity. *Experimental Thermal and Fluid Science*, **22** : 133-143.
- Sivakumar, V., et Wheeler, S. J. 2000. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1: Wetting and isotropic compression. *Géotechnique*, **50**(4) : 359-368.
- Sridharan, A., et Nagaraj, H. B. 2000. Compressibility behaviour of remoulded, fine-grained soils and correlation with index properties. *Canadian Geotechnical Journal*, **37**(3) : 712-722.
- Stepkowska, E. T., Pérez-Rodriguez, J. L., Maqueda, C., et Starnawska, E. 2004. Variability in water sorption and in particle thickness of standard smectites. *Applied Clay Science*, **24** : 185-199.
- Sultan, N. 1997. Étude du comportement thermo-mécanique de l'argile de Boom: expérience et modélisation. Thèse de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Sultan, N., Delage, P., et Cui, Y. J. 2002. Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology*, **64** : 135-145.
- Suzuki, H., et Taniguchi, W. 1999. Thermal properties of buffer material (II). Japan Nuclear Cycle Development Institute, JNC TN8400 99-041. (*en japonais*).
- Tamagnini, R. 2004. An extended Cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis. *Géotechnique*, **54**(3) : 223-228.
- Tanaka, N., Graham, J., et Crilly, T. 1997. Stress-strain behaviour of reconstituted illitic clay at different temperatures. *Engineering Geology*, **47** : 339-350.
- Tang, A. M., et Cui, Y. J. 2005. Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. *Canadian Geotechnical Journal*, **42**(1) : 287-296.
- Tavman, I. H. 1996. Effective thermal conductivity of granular porous materials. *International Communication in Heat and Mass Transfer*, **23**(2) : 169-176.

- Tessier, D. 1984. Étude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux: Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation. Thèse de Doctorat d'État, Université de Paris VII, Paris, France.
- Tessier, D. 1990. Chapitre III – Organisation des matériaux argileux en relation avec leur comportement hydrique. *Dans Matériaux argileux – Structure, propriétés et application. Sous la direction de A. Decarreau.* p. 387-445.
- Tessier, D., Dardaine, M., Beaumont, A., et Jaunet, A. M. 1998. Swelling pressure and microstructure of an activated swelling clay with temperature. *Clays Minerals*, **33**(2) : 255-267.
- Thomas, H. R., Alonso, E. E., et Gens, A. 1995. Modelling thermo-hydro-mecanical processes in the containment of nuclear waste. *Dans Unsaturated Soils/Sols Non Saturés. Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Unsaturated Soils/UNSAT'95, Paris, France. Sous la direction de E. E. Alonso et P. Delage.* Vol 2, p. 1135-1141.
- Tidfors, M., et Sällfors, G. 1989. Temperature effect on preconsolidation pressure. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, **12**(1) : 93-97.
- Towhata, I., Kuntiwattanakul, P., Seko, I., et Ohishi, K. 1993. Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests. *Soils and Foundations*, **33**(4) : 170-183.
- Tripathy, S., Subba Rao, K. S., et Fredlund, D. G. 2004. Water content - void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, **39**(4) : 938-959.
- Vaunat, J., Romero, E., et Jommi, C. 2000. An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. *Dans Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils. Sous la direction de A. Tarantino et C. Mancuso. Éditions Rotterdam, Balkema.* p. 121-137.
- Viani, B. E., Low, P. F., et Roth, C. B. 1983. Direct measurement of the relation between interlayer force and interlayer distance in the swelling of montmorillonite. *Journal of Colloid and Interface Science*, **96** : 229-244.
- Villar, M. V. 1999. Investigation of the behaviour of bentonite by means of suction-controlled oedometer tests. *Engineering Geology*, **54** : 67-73.
- Villar, M. V. 2000. Caracterización termo-hidro-mecánica de una bentonita de Cabo de Gata. Thèse de Doctorat, Universidad Complutense de Madrid, Madrid, Espagne.
- Villar, M. V., et Lloret, A. 2004. Influence of temperature on the hydro-mechanical behaviour of a compacted bentonite. *Applied Clay Science*, **26** : 337-350.
- Villar, M. V., Cuevas, J., et Martin, P. L. 1996. Effects of heat/water flow interaction on compacted bentonite: Preliminary results. *Engineering Geology*, **41** : 257-267.
- Wasmer, C. 1988. Pratique de l'hygrométrie : Notions fondamentales et utilisation des diagrammes. *Editions Elcowa-Paris*, Paris, France.

- Weibe, B., Graham, J., Tang, G. X., et Dixon, D. 1998. Influence of pressure, saturation and temperature on the behaviour unsaturated sand-bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, **35** : 194-205.
- Williams, J., et Shaykewich, C. F. 1969. An evaluation of polyethylene glycol (PEG) 6000 and PEG 2000 in the osmotic control of soil water matric potential. *Canadian Journal of Soil Science*, **102**(6) : 394-398.
- Wu, J., Low, P. F., et Roth, C. B. 1989. Effects of octahedral-iron reduction and swelling pressure on interlayer distances in Na-montmorillonite. *Clays and Clay Mineral*, **37** : 211-218.
- Yahia-Aissa, M. 1999. Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. Thèse de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Yahia-Aissa, M., Cui, Y. J., et Delage, P. 1997. Détermination des propriétés hydromécaniques de l'argile Kunigel. Rapport de recherche ANDRA, Indentif. C RP OCRM 97-001.
- Yong R. N. 1999. Overview of modelling of clay microstructure and interactions for prediction of waste isolation barrier performance. *Engineering Geology*, **54** : 83-91.
- Yong R. N., et Mohamed, A. M. O. 1996. Evaluation of coupled heat and moisture flow parameters in a bentonite-sand buffer material. *Engineering Geology*, **41** : 269-286.
- Yong, R. N., Mohamed, A. M. O., Shooshpasha, I., et Onofrei, C. 1997. Hydro-thermal performance of unsaturated bentonite-sand buffer material. *Engineering Geology*, **47** : 351-365.
- Youssef, M. S., Sabry, A., et El Ramli, A. H. 1961. Temperature changes and their effects on some physical properties of soils. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, France. Vol. 2, pp. 419-421.
- Zhang, F., Zhang, Z. Z., Low, P. F., et Roth, C. B. 1993. The effect of temperature on the swelling of montmorillonite. *Clays Minerals*, **28** : 25-31.